ouvrages ROUTIERS
Guides et manuels

MANUEL DE CONSTRUCTION

ET DE RÉPARATION DES STRUCTURES

(version préliminaire)



Québec

Transports
et Mobilité durable
Québec

Manuel de construction et de réparation des structures

(version préliminaire)

Février 2025

Inclut la révision 2025-07



Québec

REMERCIEMENTS

Cet ouvrage représente le fruit de la mise en commun des connaissances et de l'expérience de nombreuses personnes travaillant ou ayant travaillé tant à l'intérieur qu'à l'extérieur du Ministère.

La réalisation de ce manuel a été assurée par :

Rédaction

– Bernard Pilon, Direction de la conception des structures
– Éric Ste-Croix, Direction de la conception des structures
– Priscilla Desgagnés, Direction de la conception des structures
– Christian Cantin, Direction de la conception des structures

Collaboration

– Pierre Bédard, Direction de la conception des structures
– Samuel Carrier, Direction de la conception des structures
– Michel Caron, Direction de la conception des structures

Édition

– France Gignac, Direction générale des structures
– Valérie Lagueux, Direction des structures – Montréal
– David Guertin, Direction générale des structures
– Véronique Normand, Direction de l'électrotechnique et des structures de signalisation
– Éric Guillemette, Direction de la conception des structures

Nous tenons finalement à souligner le travail de celui qui a permis d'améliorer de nombreuses pratiques en chantier et qui est à l'origine de la création de ce manuel, Denis Bérubé, de la Direction générale des structures.

Il est possible qu'un bulletin Info-structures de la Direction générale des structures soit diffusé pour apporter des modifications ou des précisions au contenu avant une mise à jour ou une nouvelle édition.

Transports et Mobilité durable Québec

INSTRUCTIONS DE MISE À JOUR DU MANUEL

Manuel de construction et de réparation des structures

Édition : Février 2025 (version préliminaire)

Révision 1 : 2025-07

Veuillez trouver ci-joint les plus récentes modifications apportées lors de la révision du manuel.
Bien vouloir retirer les pages actuelles et les remplacer par les pages révisées.

SECTION : Chapitre 2

Page à retirer : 2-24

Page à ajouter : 2-24

DÉTAIL : Mise à jour de la figure 2.5-1.

Responsable du document : Bernard Pilon

MANUEL DE CONSTRUCTION ET DE RÉPARATION DES STRUCTURES

TABLE DES MATIÈRES

Liste des normes

Avant-propos

Généralités

Chapitre 1 Démolition des ouvrages existants

Chapitre 2 Fondations

Chapitre 3 Pieux

Chapitre 4 Ouvrages en béton

Chapitre 5 Ouvrages en béton préfabriqués

Chapitre 6 Béton projeté

Chapitre 7 Précontrainte

Chapitre 8 Ouvrages en acier et en aluminium

Chapitre 9 Équipements

Chapitre 10 Membrane d'étanchéité

Chapitre 11 Revêtement en enrobé

Chapitre 12 Murs de soutènement homologués

Chapitre 13 Ponceaux préfabriqués

Chapitre 14 Galvanisation, métallisation et peinturage

Chapitre 15 Ouvrages en bois

Chapitre 16 Dispositions diverses

Bibliographie

LISTE DES NORMES

American Society for Testing and Materials (ASTM)

ASTM A194 Standard Specification for Carbon and Alloy Steel Nuts for Bolts for High Pressure or High Temperature Service, or Both	**Chapitre 8** Ouvrages en acier et en aluminium
ASTM A307 Standard Specification for Carbon Steel Bolts and Studs, 60 000 PSI Tensile Strength	**Chapitre 8** Ouvrages en acier et en aluminium **Chapitre 15** Ouvrages en bois
ASTM A416 Standard Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete	**Chapitre 7** Précontrainte
ASTM A434 Standard Specification for Steel Bars, Alloy, Hot-Wrought or Cold-Finished, Quenched and Tempered	**Chapitre 8** Ouvrages en acier et en aluminium
ASTM A563 Standard Specification for Carbon and Alloy Steel Nuts	**Chapitre 8** Ouvrages en acier et en aluminium
ASTM A588 Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Structural Steel, up to 50 ksi [345 MPa] Minimum Yield Point, with Atmospheric Corrosion Resistance	**Chapitre 8** Ouvrages en acier et en aluminium
ASTM A722 Standard Specification for Uncoated High-Strength Steel Bars for Prestressed Concrete	**Chapitre 7** Précontrainte
ASTM B6 Standard Specification for Zinc	**Chapitre 14** Galvanisation, métallisation et peinturage
ASTM B833 Standard Specification for Zinc and Zinc Alloy Wire for Thermal Spraying (Metallizing) for the Corrosion Protection of Steel	**Chapitre 14** Galvanisation, métallisation et peinturage

ASTM C685 Standard Specification for Concrete Made by Volumetric Batching and Continuous Mixing	**Chapitre 4** Ouvrages en béton
ASTM D1143/D1143M Standard Test Methods for Deep Foundation Elements Under Static Axial Compressive Load	**Chapitre 3** Pieux
ASTM D1751 Standard Specification for Preformed Expansion Joint Filler for Concrete Paving and Structural Construction (Nonextruding and Resilient Bituminous Types)	**Chapitre 4** Ouvrages en béton
ASTM D1752 Standard Specification for Preformed Sponge Rubber, Cork and Recycled PVC Expansion Joint Fillers for Concrete Paving and Structural Construction	**Chapitre 4** Ouvrages en béton
ASTM D3689 Standard Test Methods for Deep Foundations Under Static Axial Tensile Load	**Chapitre 3** Pieux
ASTM D4414 Standard Practice for Measurement of Wet Film Thickness by Notch Gages	**Chapitre 14** Galvanisation, métallisation et peinturage
ASTM D4417 Standard Test Methods for Field Measurement of Surface Profile of Blast Cleaned Steel	**Chapitre 14** Galvanisation, métallisation et peinturage
ASTM D4541 Standard Test Method for Pull-Off Strength of Coatings Using Portable Adhesion Testers	**Chapitre 14** Galvanisation, métallisation et peinturage
ASTM D4580 Standard Practice for Measuring Delamination in Concrete Bridge Decks by Sounding	**Chapitre 1** Démolition des ouvrages existants
ASTM D4945 Standard Test Method for High-Strain Dynamic Testing of Piles	**Chapitre 3** Pieux
ASTM D6386 Standard Practice for Preparation of Zinc (Hot-Dip Galvanized) Coated Iron and Steel Product and Hardware Surfaces for Painting	**Chapitre 14** Galvanisation, métallisation et peinturage
ASTM E965-15 Standard Test Method for Measuring Pavement Macrotexture Depth Using a Volumetric Technique	**Chapitre 10** Membrane d'étanchéité

ASTM F436 Standard Specification for Hardened Steel Washers [Metric]	**Chapitre 8** Ouvrages en acier et en aluminium
ASTM F894 Standard Specification for Polyethylene (PE) Large Diameter Profile Wall Sewer and Drain Pipe	**Chapitre 13** Ponceaux préfabriqués
ASTM F1554 Standard Specification for Anchor Bolts, Steel, 36, 55, and 105-ksi Yield Strength	**Chapitre 15** Ouvrages en bois
ASTM F3125 Standard Specification for High Strength Structural Bolts, Steel and Alloy Steel, Heat Treated, 120 ksi (830 MPa) and 150 ksi (1040 MPa) Minimum Tensile Strength, Inch and Metric Dimensions	**Chapitre 8** Ouvrages en acier et en aluminium **Chapitre 12** Murs homologués **Chapitre 15** Ouvrages en bois

Association canadienne de normalisation (CSA)

CSA A23.1 Béton – Constituants et exécution des travaux	**Chapitre 4** Ouvrages en béton
CSA A23.4 Béton préfabriqué : constituants et exécution des travaux/Règles de qualification pour les éléments en béton architectural et en béton structural préfabriqués	**Chapitre 5** Ouvrages en béton préfabriqués **Chapitre 7** Précontrainte **Chapitre 12** Murs de soutènement homologués **Chapitre 13** Ponceaux préfabriqués
CSA G40.20 Exigences générales relatives à l'acier de construction laminé ou soudé	**Chapitre 3** Pieux **Chapitre 8** Ouvrages en acier et en aluminium

CSA G40.21 Aciers de construction	**Chapitre 3** Pieux **Chapitre 8** Ouvrages en acier et en aluminium
CSA O80 Préservation du bois	**Chapitre 3** Pieux **Chapitre 15** Ouvrages en bois
CSA S269.1 Ouvrages provisoires et coffrages	**Chapitre 4** Ouvrages en béton
CSA S6 Code canadien sur le calcul des ponts routiers	**Chapitre 3** Pieux **Chapitre 7** Précontrainte **Chapitre 8** Ouvrages en acier et en aluminium **Chapitre 9** Équipements **Chapitre 12** Murs de soutènement homologués **Chapitre 13** Ponceaux préfabriqués
CSA W47.1 Certification des compagnies de soudage par fusion de l'acier	**Chapitre 8** Ouvrages en acier et en aluminium
CSA W47.2 Certification des compagnies de soudage par fusion de l'aluminium	**Chapitre 8** Ouvrages en acier et en aluminium
CSA W48 Métaux d'apport et matériaux associés pour le soudage à l'arc	**Chapitre 8** Ouvrages en acier et en aluminium
CSA W55.3 Certification des compagnies de soudage par résistance de l'acier et de l'aluminium	**Chapitre 8** Ouvrages en acier et en aluminium

CSA W59 Construction soudée en acier (soudage à l'arc)	**Chapitre 8** Ouvrages en acier et en aluminium
CSA W178.1 Qualification des organismes d'inspection en soudage	**Chapitre 8** Ouvrages en acier et en aluminium
CSA W178.2 Qualification des inspecteurs en soudage	**Chapitre 8** Ouvrages en acier et en aluminium

Bureau de normalisation du Québec (BNQ)

BNQ 1809-300 Travaux de construction – Clauses techniques générales – Conduites d'eau potable et d'égout	**Chapitre 13** Ponceaux préfabriqués
BNQ 2621–905 Béton prêt à l'emploi – Programme de certification (élaboré à partir de certaines exigences des normes CSA A23.1/A23.2)	**Chapitre 4** Ouvrages en béton
BNQ 2624-940 Fascicule de certification de béton préfabriqué selon la norme CSA A23.4	**Chapitre 5** Ouvrages en béton préfabriqués
BNQ 2622-126 Tuyaux et branchements latéraux monolithiques en béton armé et non armé pour l'évacuation des eaux d'égout domestique et pluvial	**Chapitre 13** Ponceaux préfabriqués
BNQ 2560-114 Travaux de génie civil – Granulats	**Chapitre 2** Fondations **Chapitre 12** Murs de soutènement homologués **Chapitre 13** Ponceaux préfabriqués **Chapitre 15** Ouvrages en bois
BNQ 3624-120 Tuyaux à profil ouvert et à paroi intérieure lisse en polyéthylène (PE) et raccords en polyéthylène (PE) pour les égouts pluviaux, les ponceaux et le drainage des sols	**Chapitre 13** Ponceaux préfabriqués

Ministère des Transports et de la Mobilité durable

Norme 2104 Matériaux filtrants	**Chapitre 12** Murs de soutènement homologués
Norme 3101 Bétons de masse volumique normale	**Chapitre 2** Fondations
	Chapitre 3 Pieux
	Chapitre 4 Ouvrages en béton
	Chapitre 5 Ouvrages en béton préfabriqués
	Chapitre 6 Béton projeté
	Chapitre 12 Murs de soutènement homologués
	Chapitre 13 Ponceaux préfabriqués
Norme 3402 Pavés	**Chapitre 4** Ouvrages en béton
Norme 3403 Blocs remblais	**Chapitre 12** Murs de soutènement homologués
Norme 3501 Matériaux de cure	**Chapitre 4** Ouvrages en béton
	Chapitre 6 Béton projeté
Norme 3601 Imperméabilisants à béton	**Chapitre 4** Ouvrages en béton
Norme 3701 Membrane d'étanchéité	**Chapitre 10** Membrane d'étanchéité
Norme 3703 Système liquide polymérique	**Chapitre 10** Membrane d'étanchéité

Norme 3801 Mortiers cimentaires en sac	**Chapitre 4** Ouvrages en béton **Chapitre 10** Membrane d'étanchéité
Norme 3901 Coulis cimentaires	**Chapitre 4** Ouvrages en béton **Chapitre 7** Précontrainte **Chapitre 9** Équipements
Norme 4105 Émulsions de bitume	**Chapitre 11** Revêtement en enrobé
Norme 5101 Armatures pour les ouvrages en béton	**Chapitre 3** Pieux **Chapitre 4** Ouvrages en béton **Chapitre 6** Béton projeté **Chapitre 12** Murs de soutènement homologués **Chapitre 13** Ponceaux préfabriqués
Norme 5201 Armature de précontrainte	**Chapitre 7** Précontrainte
Norme 6101 Aciers de construction	**Chapitre 3** Pieux **Chapitre 8** Ouvrages en acier et en aluminium **Chapitre 15** Ouvrages en bois

Nome 6201 Boulons, tiges d'ancrage, écrous et rondelles en acier	**Chapitre 8** Ouvrages en acier et en aluminium **Chapitre 12** Murs de soutènement homologués **Chapitre 15** Ouvrages en bois
Norme 7101 Tuyau en tôle ondulée ou nervurée et en tôle forte ondulée et courbée	**Chapitre 13** Ponceaux préfabriqués
Norme 11101 Bois	**Chapitre 3** Pieux **Chapitre 15** Ouvrages en bois
Norme BNQ 7009-210 Géotextiles	**Chapitre 12** Murs de soutènement homologués **Chapitre 15** Ouvrages en bois
Norme 14501 Enrochement et revêtement en pierres	**Chapitre 15** Ouvrages en bois
Norme 31001 Doublure de coffrage	**Chapitre 4** Ouvrages en béton
Norme 31101 Enduits de surface	**Chapitre 4** Ouvrages en béton

Autres

Norme LC 26-510 Détermination de la masse volumique *in situ* des enrobés à l'aide d'un nucléodensimètre	**Chapitre 11** Revêtement en enrobé
ONGC 48.9712 Non-destructive testing – Qualification and certification of NDT personnel	**Chapitre 8** Ouvrages en acier et en aluminium
AWS D1.1 Structural Welding Code-Steel	**Chapitre 8** Ouvrages en acier et en aluminium

ISO 8502 Préparation des subjectiles d'acier avant application de peintures et de produits assimilés – Essais pour apprécier la propreté d'une surface	**Chapitre 14** Galvanisation, métallisation et peinturage
ISO 9001 Systèmes de management de la qualité	**Chapitre 4** Ouvrages en béton **Chapitre 8** Ouvrages en acier et en aluminium
ISO/IEC 17025 Exigences générales concernant la compétence des laboratoires d'étalonnages et d'essais	**Chapitre 8** Ouvrages en acier et en aluminium
AASHTO/AWS D1.5M/D1.5 Bridge Welding Code	**Chapitre 8** Ouvrages en acier et en aluminium
CGSB 48.9712 Essais non destructifs – Qualification et certification du personnel END (ISO 9712)	**Chapitre 8** Ouvrages en acier et en aluminium
AMPP Association for Materials Protection and Performance	**Chapitre 14** Galvanisation, métallisation et peinturage
SSPC Society for Standard Protective Coatings	**Chapitre 8** Ouvrages en acier et en aluminium **Chapitre 14** Galvanisation, métallisation et peinturage

AVANT-PROPOS

Le *Manuel de construction et de réparation des structures* est un recueil de connaissances sur la surveillance technique des travaux réalisés sur les ouvrages d'art. Le présent manuel est une nouvelle édition du *Manuel de construction et de réparation des structures*, édition mars 2023. Cette édition tient compte des modifications apportées au cours des dernières années aux documents contractuels.

Le manuel doit être utilisé de concert avec le *Cahier des charges et devis généraux – Infrastructures routières – Construction et réparation* (CCDG), édition 2025 et les devis types de 2025.

Le contenu du manuel se concentre surtout sur la mise en œuvre et il n'aborde que sommairement les matériaux et l'assurance de la qualité; le paiement des ouvrages exécutés est, quant à lui, pratiquement absent. Mentionnons que les matériaux sont sous la responsabilité de la Direction générale du laboratoire des chaussées du Ministère, alors que l'assurance qualité et le paiement des ouvrages relèvent respectivement de la Direction de la gestion des projets routiers et de la Direction des normes et des documents d'ingénierie du Ministère. Cette dernière publie à cet effet le *Guide de surveillance – Chantiers d'infrastructures de transport*.

Le manuel a été rédigé à l'intention du surveillant et de son représentant technique au chantier (le représentant du surveillant). Le contenu du manuel est orienté sur le « pourquoi et le comment des choses » afin d'aider le surveillant à comprendre ce qui sous-tend les exigences des documents contractuels lui permettant ainsi de mieux vérifier que celles-ci sont effectivement respectées. Le manuel a également pour objet d'uniformiser le plus possible l'application des exigences contractuelles par les directions générales territoriales; cette uniformisation est de nature à faciliter le travail du surveillant et de l'entrepreneur, puisque ce dernier réalise généralement des travaux dans plus d'une direction générale territoriale.

Ce manuel, tout comme le CCDG, couvre tous les travaux courants réalisés sur les ouvrages d'art du ministère des Transports et de la Mobilité durable, y compris la plupart des travaux d'entretien; il n'englobe donc pas les ouvrages non courants ou les situations particulières.

Étant donné que le contenu du manuel a été développé en supposant que le surveillant a des notions de base en ingénierie des ponts, toutes les exigences ne sont pas abordées de la même façon. Certaines ne sont qu'effleurées parce qu'elles sont claires en elles-mêmes alors que d'autres sont traitées plus en détail en raison de leur plus grande complexité.

Afin de faciliter la consultation du manuel, la table des matières reproduit fidèlement l'ordre des sous-sections de la section 15 du CCDG. Par exemple, le chapitre 4 « Ouvrages en béton » de ce manuel couvre l'article 15.4 « Ouvrages en béton » du CCDG.

Des aide-mémoire synthétisant l'information pertinente de chaque chapitre sont disponibles aux Publications du Québec avec le présent manuel. Ils résument les actions que doivent prendre l'entrepreneur et le surveillant tout au long du déroulement des travaux. Bien qu'ils puissent être utilisés comme une liste de « choses à faire », ils ne remplacent pas les documents contractuels ni le présent manuel, auxquels il faut se référer en cas de doute.

Des photos ont été ajoutées à la fin des chapitres afin de visualiser les principaux équipements employés au chantier ainsi que certaines phases des travaux. Quelques figures ont aussi été insérées à la fin de cet avant-propos pour permettre aux nouveaux surveillants de se familiariser avec la terminologie dont on se sert pour désigner les éléments usuels d'une structure.

Il est important de souligner que les formes verbales conjuguées « doit » et « doivent » sont employées pour exprimer une exigence qui doit être respectée pour se conformer aux documents contractuels. Les formes verbales « il est recommandé » ou « devrait » sont, quant à elles, utilisées pour exprimer une règle de bonne pratique qu'il convient de respecter sans toutefois être obligatoire.

En plus d'aider le surveillant dans son travail, le contenu de ce manuel vise également à faciliter ses relations avec l'entrepreneur. En effet, le surveillant pourra y puiser toute l'information nécessaire pour, au besoin, expliquer à l'entrepreneur l'importance de telle ou telle exigence. Le contenu de ce manuel permettra aussi au surveillant de prendre plus rapidement les meilleures décisions possibles et de faire preuve d'un jugement plus sûr, sans réduire la capacité ou la durabilité de l'ouvrage, à la suite des aléas qui ne manqueront pas de se présenter sur le chantier.

Ce manuel doit être utilisé comme un guide dans l'interprétation des documents contractuels et il ne doit en aucun cas s'y substituer. Le surveillant ne doit pas hésiter à communiquer avec le concepteur pour tout problème technique pouvant entraîner une modification au sujet de la conception de l'ouvrage ou de la réalisation de certaines phases de travaux qui lui semblent particulièrement critiques.

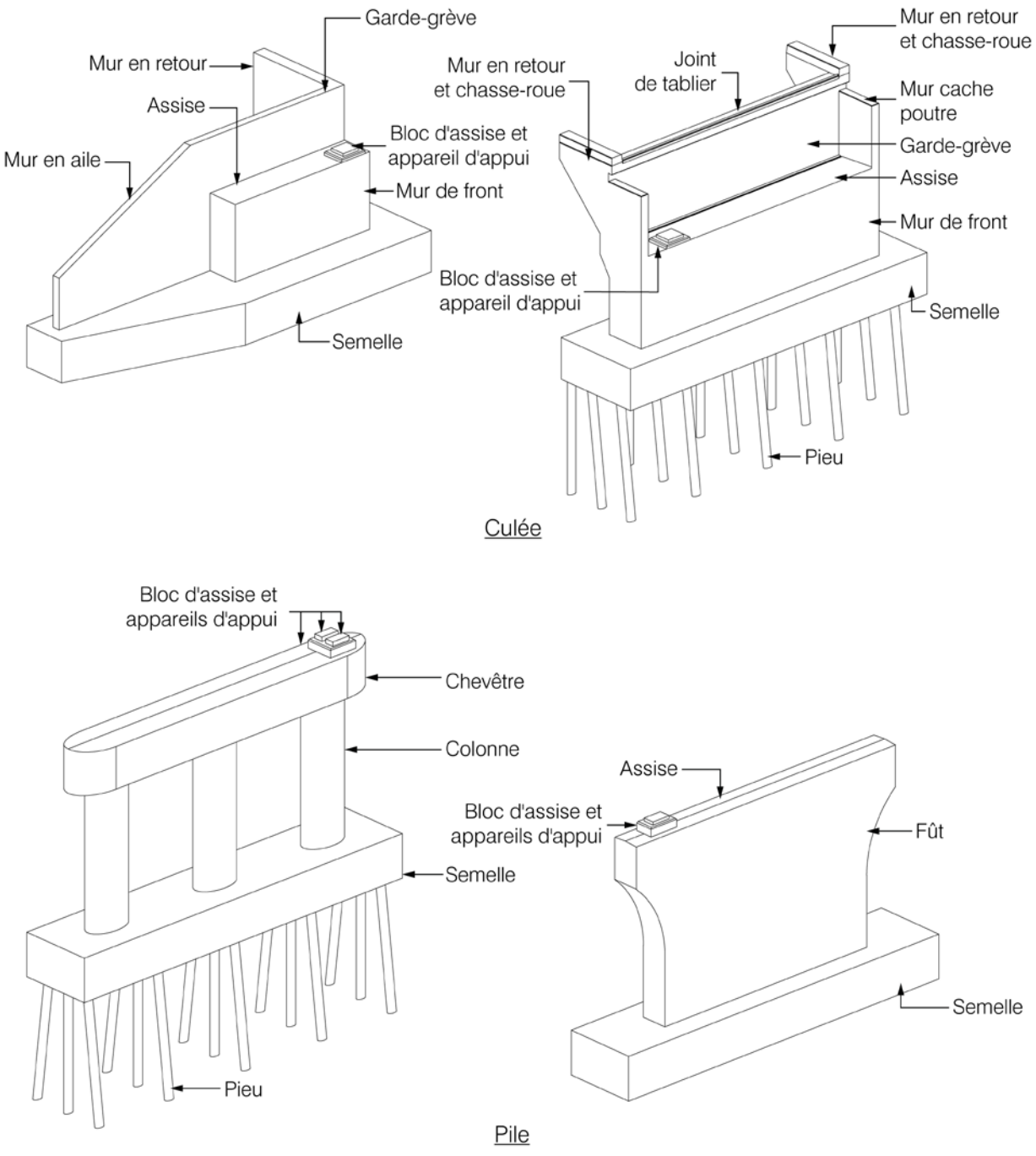


Figure 1 Terminologie d'unités de fondation en béton armé

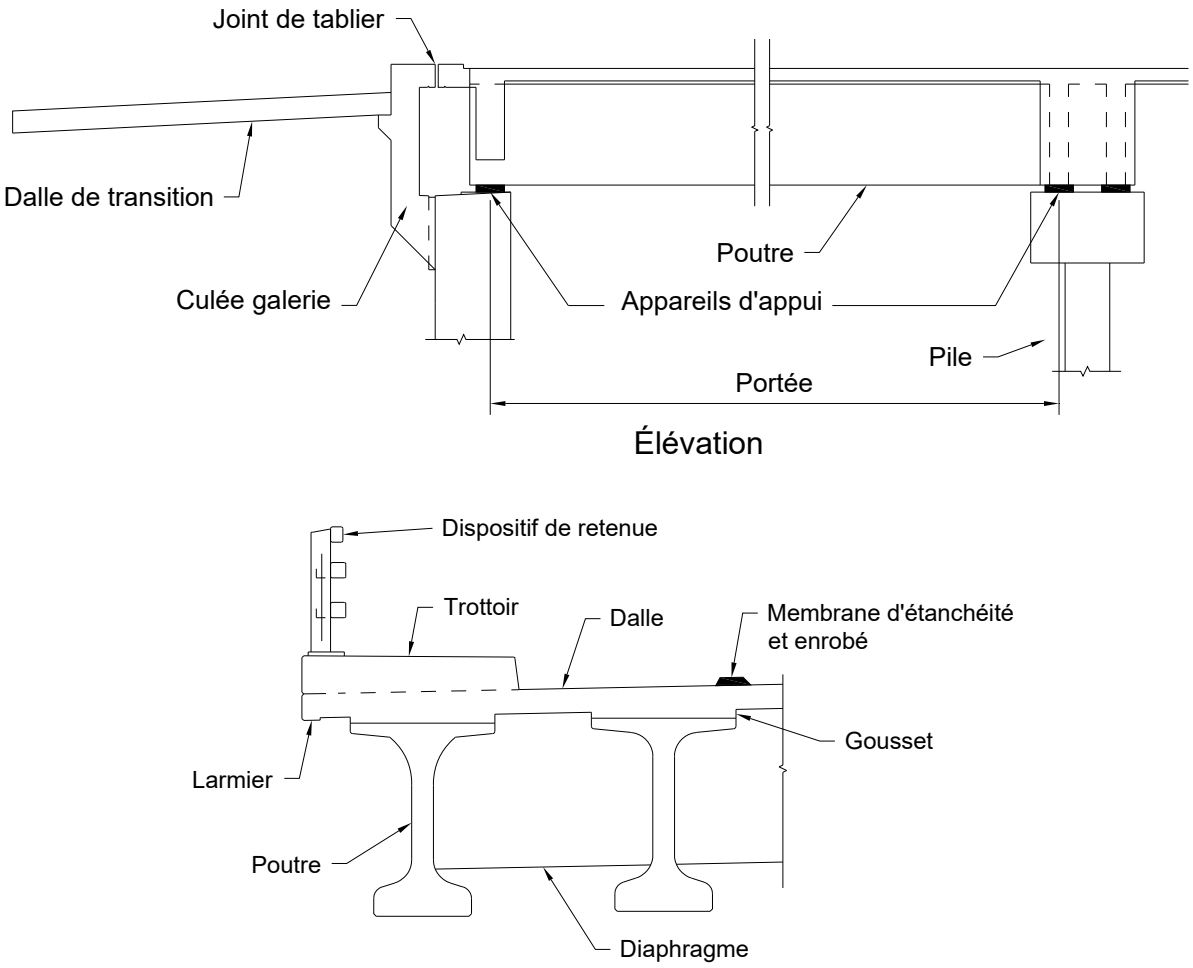


Figure 2 Terminologie d'un pont avec poutres

GÉNÉRALITÉS

Rôle du surveillant et de son représentant

La surveillance de chantier représente plus que la connaissance des plans, des devis, du CCDG et des normes. Bien que cette connaissance soit essentielle, la surveillance est aussi une activité d'intégration d'intérêts, ceux d'un propriétaire et d'un entrepreneur, qui peuvent être légitimement différents; par contre, ces derniers doivent travailler en partenariat pour réaliser les travaux de façon adéquate.

Le surveillant (et son représentant technique), qui représente le propriétaire sur le chantier, a l'importante responsabilité de veiller à ce que les travaux soient réalisés en conformité avec les exigences techniques et financières du contrat. Il doit établir un climat de confiance et de respect mutuel avec l'entrepreneur afin que le déroulement des travaux soit le plus harmonieux possible. Ce climat est plus facile à établir lorsque le surveillant a une bonne connaissance des documents contractuels. Le surveillant doit aussi être proactif, afin de minimiser les problèmes techniques et administratifs, sans toutefois se substituer à l'entrepreneur dans la conduite des travaux. Un surveillant efficace doit savoir observer, voir et regarder pour comprendre ce que fait actuellement l'entrepreneur et ce qu'il fera demain et la semaine prochaine. Il ne doit pas hésiter à partager fréquemment ses opinions à ce sujet avec l'entrepreneur, car cette dynamique s'avère essentielle au bon déroulement des travaux.

Le surveillant peut faire part au concepteur des plans et devis de ses observations susceptibles de faciliter les travaux ou encore d'en améliorer la qualité. Il doit, de plus, analyser les problèmes et les imprévus qui peuvent survenir au cours des travaux et proposer, en accord avec le concepteur et le chargé d'activité du Ministère pour toute modification ayant une incidence structurale ou monétaire, les solutions appropriées lorsque celles-ci sont du ressort du surveillant ou, dans le cas contraire, s'assurer que les autres intervenants le fassent.

Le surveillant doit coordonner ses travaux avec ceux des autres prestataires de services du Ministère (laboratoires, travaux routiers, etc.). Il doit, de plus, collaborer pleinement avec les représentants et les partenaires du Ministère impliqués dans le projet, notamment ceux des centres de services du Ministère.

Mentionnons que les documents contractuels font référence à de nombreux produits ou méthodes d'exécution. Il n'appartient pas au surveillant d'accepter de son propre chef une substitution proposée par l'entrepreneur. Le Ministère est bien conscient que certains travaux peuvent être faits différemment, mais il a établi ses exigences en se basant sur le comportement d'ouvrages construits au fil des décennies ainsi que sur des essais et des expérimentations menés de manière rigoureuse. Le surveillant doit donc normalement s'en tenir aux exigences des documents contractuels.

De plus, lorsqu'il est fait mention de tel produit ou de telle façon de faire dans les documents contractuels, cela signifie que tout autre produit ou toute autre façon de faire sont d'office interdits. À titre d'exemple, citons le bétonnage sous l'eau, pour lequel le CCDG mentionne : « La mise en place du béton sous l'eau doit être réalisée au moyen d'une pompe à béton ». Comme le CCDG exige dans ce cas la pompe à béton, tous les autres moyens qui pourraient être employés, notamment une trémie, seraient d'office exclus.

Le surveillant doit passer en revue tous les documents nécessaires à la surveillance tels que :

- les documents contractuels;
- les manuels pertinents de la Direction générale des structures;
- le *Guide de surveillance – Chantiers d'infrastructures de transport*;
- les documents spécifiques complémentaires (rapports de l'étude géotechnique, de l'étude hydraulique, de l'étude environnementale, d'expertise de dalle et d'inspection d'affouillement ou sous-marine ainsi que les plans de construction et des modifications subséquentes de la structure à réparer);
- le document à l'intention du surveillant, produit par le concepteur.

Le surveillant doit s'assurer que chaque membre de l'équipe de surveillance connaît l'existence de ces documents et, dans le cadre de son travail, y a accès et en comprend le contenu pertinent.

Une copie des documents contractuels, du contrat de services professionnels liant le surveillant et le Ministère (lorsque la surveillance est réalisée par un prestataire de services) et les manuels pertinents produits par la Direction générale des structures du Ministère doit se trouver en tout temps au bureau de chantier.

Lorsque la surveillance est réalisée par un prestataire de services, le surveillant doit bien connaître le contenu du contrat de services professionnels liant le surveillant et le Ministère. Ce contrat est souvent conclu par le biais d'une demande d'exécution faite à partir d'un contrat à exécution sur demande à plusieurs prestataires (CEDPP). Dans ce cas, le devis de services professionnels du CEDPP s'applique et le mandataire doit en avoir pris connaissance.

Le surveillant doit également connaître le *Guide de surveillance – Chantiers d'infrastructures de transport* qui renferme les exigences administratives visant l'équipe de surveillance. Bon nombre des exigences en matière de surveillance proviennent de ce guide et les devis de services professionnels en surveillance y réfèrent notamment en ce qui a trait aux notions concernant la présence du surveillant au chantier, la surveillance complète, l'impossibilité de déléguer à un représentant technique non ingénieur certaines tâches jugées plus complexes, l'obligation de consigner au journal de chantier certaines vérifications effectuées par le surveillant et les activités en fin de contrat (notamment la réception des travaux, le relevé du profil et l'attestation de conformité).

Dans ce dernier cas, plus de détails sont présentés à la section 16.1, « Équipement d'accès motorisé », du chapitre 16, « Dispositions diverses ».

Dans le cas d'un pont ou un tablier neuf, il est indiqué au contrat de services professionnels, mentionné précédemment, que le surveillant doit réaliser un Relevé du profil du dessus des côtés extérieurs de l'ouvrage et le transcrire sur un plan. L'instrument de nivellement doit être placé de façon à ne pas être affecté par le passage des véhicules sur le pont et les lectures doivent être prises lorsque le pont est libre de circulation lourde. En été, le relevé doit être effectué par temps couvert ou tôt le matin. La lecture des élévations doit être précise à 2 mm près. Les points relevés sont localisés avec précision sur le dessus du chasse-roues, du trottoir ou de la glissière en béton de chaque côté du tablier. Dans le sens longitudinal, les relevés sont localisés vis-à-vis des unités de fondation ainsi qu'au quart, au centre et aux trois quarts de chacune des travées. Le plan sur lequel sont transcrits les points relevés doit comprendre une vue en plan de l'ouvrage montrant le sens du courant ou la direction des voies inférieures, selon le cas, la direction des voies supérieures, l'emplacement des points relevés (distance par rapport aux unités de fondation) ainsi que la date, la température, le degré d'ensoleillement et le nom de celui qui a effectué le relevé. Le plan doit être signé par le surveillant et être intégré aux plans de statut « tel que construit » pour en faciliter la consultation par la suite.

Une fois les travaux inspectés et reçus par le surveillant (selon l'article 7.13 « Inspection et réception des travaux » du CCDG), le surveillant doit remplir et signer l'attestation mentionnée à l'annexe 12 « Attestation de conformité des travaux et de la surveillance des travaux » du *Guide de surveillance – Chantiers d'infrastructures de transport* confirmant que l'ouvrage a été construit en conformité avec les exigences contractuelles.

Qualifications des membres de l'équipe de surveillance

Le surveillant est un ingénieur qui est chargé par le Ministère de surveiller et d'inspecter les travaux ainsi que de planifier et coordonner le déroulement de l'activité de surveillance. Il est donc responsable de la surveillance des travaux dans leurs aspects qualitatifs, quantitatifs et administratifs.

Le surveillant se doit d'être un ingénieur étant donné les exigences de la Loi sur les ingénieurs. Cette dernière précise notamment que la surveillance des travaux ou la modification d'un devis ou d'un cahier des charges font partie des activités professionnelles réservées à l'ingénieur. Toute modification aux exigences des devis ou du CCDG doit donc en principe être validée par un ingénieur, qui prend la responsabilité de cette modification.

Il peut déléguer certaines tâches techniques ou administratives à des représentants techniques, mais il garde toute la responsabilité qui lui a été confiée. Le *Guide de surveillance – Chantiers d'infrastructures de transport* énumère la liste des tâches pouvant être déléguées. Le représentant technique principal est un représentant technique qui assure, quant à lui, la gestion quotidienne au chantier des tâches de l'équipe de surveillance.

Les représentants techniques peuvent ne pas être des ingénieurs. Dans ces cas, toutefois, le surveillant doit maintenir une supervision de son représentant, notamment en :

- dirigeant le représentant tout au long de l'exécution de ses tâches, entre autres en lui donnant des consignes claires quant aux objectifs à atteindre et aux travaux à réaliser; la vérification après coup, même approfondie, n'est pas valable et ne constitue pas une supervision adéquate;

- effectuant un suivi du travail aussi serré que nécessaire, en intervenant aux moments opportuns pour vérifier le progrès, la qualité et la conformité;
- demeurant disponible en tout temps pour répondre aux questions, offrir des conseils et assurer la direction requise;
- s'assurant que cette personne respecte les normes, se conforme aux codes, aux lois et aux règlements applicables et agit selon les règles de l'art à toutes les étapes de son travail;
- authentifiant tous les documents d'ingénierie préparés par cette personne, notamment les journaux de chantier.

Puisque la surveillance de travaux de construction et de réparation de structures représente un domaine d'expertise particulier, le ministère des Transports et de la Mobilité durable a aussi des exigences précises quant à l'expérience minimale en surveillance de structures et à la formation de chacun des membres de l'équipe de surveillance. Ces exigences s'appliquent autant au personnel du Ministère qu'à celui des prestataires de services affectés à la surveillance de travaux de structures.

Les exigences relatives à l'expérience et à la formation technique de l'équipe de surveillance figurent au contrat liant le prestataire de services et le Ministère. Pour le personnel du Ministère affecté à la surveillance des travaux, ces exigences apparaissent au devis de services professionnels du CEDPP intitulé *Conception, plans et devis et surveillance de travaux d'ouvrages d'art*. Elles sont présentées ici à titre informatif.

Le surveillant et les représentants techniques « ingénieur » doivent être des ingénieurs membres de l'Ordre des ingénieurs du Québec. Les représentants techniques « techniciens » doivent être titulaires d'un diplôme d'études collégiales en technologie du génie civil. Par contre, les personnes nées avant 1952 et qui possèdent le nombre minimal d'années d'expérience requis sont acceptées.

Le représentant technique chargé de l'arpentage doit être un technicien (titulaire d'un diplôme d'études collégiales en technologie du génie civil) possédant au moins deux ans d'expérience pertinente dans l'arpentage relatif au domaine des ponts. Ce représentant doit avoir accès en tout temps à un arpenteur-géomètre pour tout problème hors de sa compétence.

Le représentant technique chargé de la signalisation doit être un ingénieur membre de l'Ordre des ingénieurs du Québec, possédant au moins trois ans d'expérience dans le domaine de la signalisation et du maintien de la circulation.

Mentionnons que tous les membres de l'équipe de surveillance, à l'exception des représentants techniques chargés de l'arpentage et de la signalisation, doivent avoir suivi avec succès la formation du Ministère « Construction et réparation des structures ». Pour les personnes travaillant pour un prestataire de services, cette formation est donnée par un organisme reconnu par le Ministère, soit l'Université Laval, Polytechnique Montréal ou l'Université de Sherbrooke. De plus, le surveillant et le représentant technique attitré à la signalisation doivent avoir suivi la formation « Gestion des impacts des travaux routiers sur la circulation » donnée par l'Association québécoise du transport et des routes; l'attestation de cette formation doit être valide pour toute la durée des travaux.

Pour ce qui est du nombre minimal d'années d'expérience, le Ministère exige un nombre plus important d'années pour les travaux ayant un degré de difficulté de surveillance élevé. Les ouvrages suivants sont considérés comme ayant un degré de surveillance élevé :

- pont d'étagement (neuf, remplacement de tablier ou de dalle, élargissement de pont, de tablier ou de dalle ainsi que réfection des côtés extérieurs);
- pont neuf ainsi que remplacement de tablier ou de dalle à plus d'une travée;
- pont neuf ainsi que remplacement de tablier ou de dalle avec au moins une travée de plus de 35 m;
- pont neuf ou remplacement de tablier avec tablier en béton précontraint en place (précontrainte longitudinale);
- pont avec pieu caisson;
- pont non courant neuf ou avec remplacement de tablier (pont à câbles, pont en arc, pont à poutres triangulées, pont à poutres caissons, pont à béquilles, pont avec poutres ou caissons en courbe, pont mobile et tunnel routier);
- pont avec ajout de précontrainte par post-tension extérieure;
- pont dont des éléments structuralement sensibles (poutre, colonne, chevêtre, béquille, dalle épaisse) doivent être réparés sans surépaisseur ou avec du béton projeté;
- pont de type dalle épaisse dont un joint de tablier doit être remplacé ou enlevé;
- pont dont un joint de tablier situé en travée doit être remplacé ou enlevé.

Nombre minimal d'années d'expérience en surveillance de ponts exigé des membres de l'équipe

Ouvrages ayant un degré de surveillance élevé (listés plus haut)

Surveillant

Huit années à titre d'ingénieur, dont trois au maximum en préparation de plans et devis de structures.

Représentant technique principal « ingénieur »

Deux années à titre d'ingénieur, qui peuvent être entièrement compensées par de l'expérience en préparation de plans et devis d'ouvrages d'art.

Représentant technique principal « technicien »

Cinq années.

Autres représentants techniques

Deux années pour le représentant le plus expérimenté par quart de travail. Dans le cas des ingénieurs, cette expérience peut être entièrement compensée par de l'expérience en préparation de plans et devis d'ouvrages d'art.

Aucune expérience n'est demandée pour les représentants additionnels.

Les candidats à la profession d'ingénieur (CPI) dont l'expérience est équivalente à celle exigée pour un technicien peuvent également être acceptés.

Ouvrages ayant un degré de surveillance moins élevé (non listés plus haut)

Surveillant

Cinq années à titre d'ingénieur.

Représentant technique principal « ingénieur »

Deux années à titre d'ingénieur, qui peuvent être entièrement compensées par de l'expérience en préparation de plans et devis d'ouvrages d'art.

Représentant technique principal « technicien »

Cinq années.

Autres représentants techniques

Aucune expérience n'est demandée pour les autres techniciens. Ces techniciens peuvent être remplacés par des ingénieurs juniors.

Ponts acier-bois de moins de 23 m de portée et remplacement du platelage des ponts acier-bois seulement

Représentant technique principal « ingénieur » ou « technicien »

Deux années d'expérience, qui peuvent avoir été acquises comme chargé de projet chez un entrepreneur. Dans le cas des ingénieurs, cette expérience peut être entièrement compensée par de l'expérience en préparation de plans et devis d'ouvrages d'art.

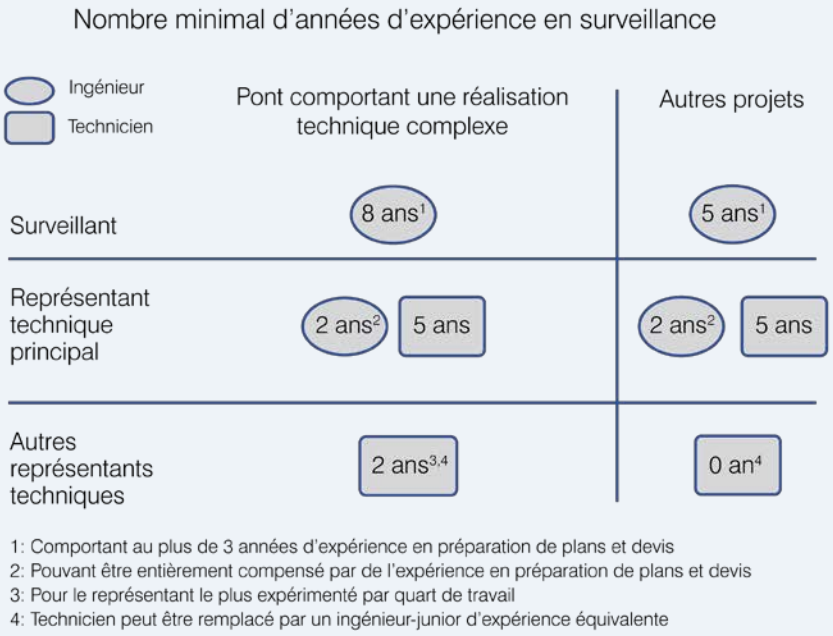


Figure 1 *Nombre minimal d'années d'expérience des membres de l'équipe de surveillance*

Plans fournis par l'entrepreneur

Le CCDG, à l'article 6.6 « Documents fournis par l'entrepreneur », exige que les plans fournis par l'entrepreneur qui relèvent du champ de pratique de l'ingénieur soient signés et scellés, à moins qu'ils ne reproduisent intégralement les plans et devis du contrat. Cette exigence est en ligne avec les directives de l'Ordre des ingénieurs du Québec (OIQ) en ce qui concerne les dessins d'atelier. Ainsi, l'OIQ précise que[1]:

> *[Lorsque les dessins d'atelier complètent la conception indiquée aux plans et devis fournis par le donneur d'ordres ou leur apportent un supplément d'information, les dessins d'atelier doivent être faits et authentifiés (signés et scellés) par un ingénieur, car ils expriment un travail de conception d'ingénierie : calculs, dimensionnements, choix des matériaux, etc. En effet, dès que le fournisseur modifie les plans et devis du donneur d'ordres ou précise des éléments de conception, il doit faire appel à un ingénieur qui, une fois son travail terminé, prend soin d'authentifier le dessin d'atelier.]*

L'article 6.6 « Documents fournis par l'entrepreneur » du CCDG comporte quatre sous-sections qui correspondent chacune aux types de plans que peut avoir à préparer un entrepreneur dans le cadre des travaux. Ces quatre types de plans sont les plans de construction, les plans d'atelier, les plans d'ouvrages provisoires et les plans de signalisation. Les trois premiers types de plans sont détaillés ci-dessous.

Plans de construction

Il convient, en premier lieu, de distinguer les plans de construction, qui sont fournis par l'entrepreneur et encadrés au CCDG, des plans « émis pour construction » ou « finaux de conception », qui sont des statuts de plans émis par le Ministère. Il est ici uniquement question de la première catégorie.

Selon les directives de l'OIQ, la plupart des plans de construction et des plans d'ouvrages provisoires devront être signés par un ingénieur, car ces ouvrages impliquent la réalisation de calculs ou des décisions qui relèvent du champ de pratique des ingénieurs. Ainsi, les plans de montage ou d'érection d'ouvrages en acier ou en béton nécessitent des calculs pour la manipulation des ouvrages au moyen de grues ou d'autres équipements de levage, et ils nécessiteront souvent l'utilisation de supports ou de contreventements temporaires. Il est à noter que même dans le cas où de tels éléments ne seraient pas nécessaires, leur absence reflète la décision d'un ingénieur qui a, en principe, vérifié et validé la stabilité des ouvrages dans les conditions de mise en œuvre.

Plans d'atelier

Le cas des plans (ou dessins) d'atelier peut s'avérer un peu plus nuancé. Si les plans d'atelier visent à compléter les plans de construction (les plans émis par le Ministère ou son mandataire) par l'ajout de détails de fabrication ou même de détails relatifs à la conception, ces plans doivent être signés et scellés. Ainsi, dans le cas des plans d'atelier d'ouvrages en acier, le positionnement d'un joint de construction et son détail, l'information relative au découpage des plaques et la réalisation de la cambrure de même que le détail de soudage des poutres ou des raidisseurs constitueront des motifs justifiant l'exigence de plans signés et scellés. La plupart des plans de charpentes métalliques font ainsi partie de ces cas.

[1] Jocelyne HÉBERT, en collaboration avec Michel BLONDIN. *L'ingénieur et les dessins d'atelier*, OIQ, revue Plan Vol LIII N° 6, p. 14-16, novembre-décembre 2016.

De même, pour les ouvrages en béton préfabriqués, le positionnement des torons de précontrainte et la séquence d'application de la précontrainte ou le détail de façonnage et d'installation des armatures et des ferrures feront en sorte que les plans d'atelier devront être signés et scellés. Les plans d'atelier des poutres préfabriquées et des éléments homologués, par exemple, seront ainsi traités de cette manière. Il peut également s'agir de détails qui peuvent sembler banals, comme la résistance requise du béton d'un élément préfabriqué pour procéder à son démoulage et à sa manipulation en usine, qui requiert une validation de la part d'un ingénieur afin de s'assurer que cette résistance est suffisante.

Par contre, les plans d'atelier d'éléments qui reprendraient uniquement des détails donnés sur les plans de construction n'auront pas, en général, à être signés. Parmi cette catégorie de plans d'atelier, mentionnons :

- les dispositifs de retenue standard et les drains standard en acier, car tous les détails nécessaires à leur fabrication, y compris les soudures, se trouvent sur les plans de conception. Cela est aussi acceptable dans le cas des glissières devant être installées sur des ouvrages ayant des pentes longitudinales supérieures à 2 %, puisque toute l'information nécessaire à leur fabrication est également présente sur les plans de conception. Il en va de même pour les drains dont la longueur est fixée par rapport au soffite de la poutre;
- les éléments en acier pour la modification ou la réparation des ouvrages existants, lorsque les plans de construction détaillent ces pièces. C'est par exemple le cas lorsque les travaux visent le remplacement d'éléments existants par des éléments similaires ou identiques, comportant le même arrangement de boulons que la pièce existante;
- les ponceaux préfabriqués prédimensionnés (à l'exception des tuyaux en tôle forte ondulée) dont, dans ce cas particulier, les plans de conception détaillent les armatures (grosseur des barres, dimensions, espacement, etc.) et les documents contractuels encadrent la fabrication (type de béton, résistance au démoulage, etc.). Notons toutefois que dès que des modifications sont apportées à ces éléments, comme un changement des espacements ou des configurations d'armatures ou encore l'utilisation de coffrages dont les dimensions dépassent les tolérances permises, les modifications doivent alors faire l'objet d'une demande particulière et les plans d'atelier doivent être signés ou scellés.

Notons que dans tous ces derniers cas, même s'ils n'ont pas à être signés et scellés, des plans d'atelier doivent tout de même être produits selon les exigences des plans et devis, dans le respect des délais de production et de validation prévus.

Précisons, finalement, que les plans d'atelier doivent aussi respecter les exigences techniques des plans et devis du Ministère. Un fabricant ne peut ainsi se servir des plans d'atelier pour modifier ou invalider les exigences du CCDG ou des plans et devis. Un exemple d'une telle situation serait celui d'un fabricant d'éléments en béton préfabriqués qui indiquerait sur ses plans d'atelier que le décoffrage peut être fait lorsque le béton a atteint 10 MPa, alors que le CCDG exige une résistance d'au moins 50 % de f'_c pour le faire (voir la section 15.5.3.5.6 « Enlèvement des coffrages »). Un fabricant qui désire proposer des modifications aux documents contractuels doit le faire selon la procédure établie, en utilisant par exemple la procédure de demande de modification technique (DMT).

Plans d'ouvrages provisoires

La description des ouvrages provisoires donnée dans le CCDG à l'article 6.6.3 est assez exhaustive. Pour tous ces ouvrages, des plans signés et scellés sont requis, car les normes de référence pour ces ouvrages exigent de tels plans (par exemple, la norme S269.1 pour les étaiements et certains coffrages) ou parce que leur conception relève directement du champ de pratique des ingénieurs. Ainsi, la Loi sur les ingénieurs[2] indique notamment comme activités réservées aux ingénieurs :

- La détermination des concepts, des paramètres, des équations ou des modèles qui, à partir de modèles issus de principes d'ingénierie, permettent d'anticiper le comportement des structures ou des matériaux […];
- La préparation ou la modification d'un plan, d'un calcul, d'une étude ou d'un dessin […];
- L'émission d'un avis ou la signature d'un avis relatif à une activité professionnelle […]

  […] lorsque ces activités se rapportent entre autres à une structure temporaire ou permanente, notamment celles servant au transport de personnes ou de matières comme des ponts et des grues, de même que l'aménagement des eaux et les dépendances d'un ouvrage routier.

La portée de ces activités est assez large, et la plupart des ouvrages temporaires qu'utilise l'entrepreneur dans le cadre de ses travaux seront inclus dans cette description.

Les plans d'ouvrages provisoires visent des ouvrages qui sont de la responsabilité de l'entrepreneur en tant que maître d'œuvre. Ils n'ont donc pas à être approuvés par le surveillant. Le devis spécial précise toutefois que le Ministère en autorise l'utilisation après s'être assuré qu'ils sont signés et scellés par un ingénieur (lorsqu'ils doivent l'être selon les critères précédents) et qu'ils ne nuisent pas aux ouvrages existants ou à l'ouvrage à construire. Comme le Ministère a la responsabilité de la sécurité des usagers de la route pendant les travaux, le surveillant doit être informé des intentions de l'entrepreneur quant aux ouvrages temporaires à installer. En cas de doute concernant ces plans, le surveillant doit contacter le chargé d'activité du Ministère.

Précisons que les plateformes de travail attachées aux structures doivent également respecter les critères de l'article « Utilisation des ouvrages d'art » et les critères de hauteur libre du *Tome V – Signalisation routière* des normes du Ministère.

Utilisation des ouvrages d'art

Les exigences de l'article 6.11 « Utilisation des ouvrages d'art » du CCDG sont importantes afin de limiter le dépôt de matériaux sur un tablier existant ainsi que sur les poutres préfabriquées (acier ou béton) lors de la construction ou de la reconstruction d'une dalle. Il en est de même pour le poids des équipements utilisés lors des travaux.

En effet, pour un tablier existant, il est exigé qu'aucun matériau granulaire ou déblai ne soit déposé sur le tablier; les matériaux provenant de la démolition sont tolérés jusqu'à concurrence des limites spécifiées au CCDG. Pour les autres matériaux, seuls ceux utilisés dans le cadre des travaux sont autorisés. Précisons qu'ils sont peu nombreux, le revêtement en enrobé et les pièces métalliques des dispositifs de retenue étant les principaux. Pour une nouvelle dalle, les paquets de coffrages et d'armatures sont permis pourvu qu'ils soient déposés à moins de 3 m des unités de fondation.

[2] LÉGIS QUÉBEC. *Loi sur les ingénieurs*, Section II article 2 et article 3 alinéa 2, juin 2022.

Toutes ces exigences sont nécessaires pour éviter d'imposer des charges mortes importantes au système structural et ainsi prévenir l'endommagement, voire l'effondrement, de l'ouvrage. Le surveillant se doit donc d'être très vigilant, de suspendre les travaux au besoin et de faire corriger la situation immédiatement.

Dans le cas des véhicules routiers utilisés lors des travaux, comme les camions, leur poids est limité aux charges légales sans toutefois excéder la capacité affichée du pont, et ce, pourvu qu'il n'y ait pas d'autres exigences plus restrictives aux plans et devis. Les équipements de chantier (tels que les pelles hydrauliques, les chariots élévateurs, les grues, etc.) sont, pour leur part, limités à 23 t, sans excéder la capacité affichée de l'ouvrage indiquée au panneau de limitation de poids pour le camion à deux essieux. Ces conditions ne sont toutefois valides que si le pont demeure dans l'état dans lequel il était avant les travaux et qu'il n'est pas affaibli par ces derniers. Si l'entrepreneur a procédé à la démolition, même partielle, d'éléments de support, le poids des équipements pourrait devoir être limité davantage ou une vérification de la capacité portante du pont pourrait s'avérer nécessaire.

Il est exigé au CCDG qu'une vérification structurale soit faite conformément à la norme CSA S6, « Code canadien sur le calcul des ponts routiers », si l'entrepreneur désire utiliser, sur un pont neuf ou existant, un des équipements suivants :

- équipements de chantier ayant un poids supérieur à 23 t;
- camions ne pouvant pas circuler sur des chemins publics (hors route);
- équipements pour la mise en place d'éléments lourds tels que des poutres préfabriquées;
- pompes à béton utilisées pour le bétonnage;
- plateformes de travail accrochées au tablier.

Dans le cas des plateformes de travail, si le surveillant juge que celles-ci sont limitées à une petite zone et qu'elles sont très légères, il peut demander un avis à l'ingénieur de l'entrepreneur en plus du plan des ouvrages provisoires, sans nécessairement exiger de sa part un calcul de vérification structurale.

Une vérification structurale conforme à la norme CSA S6, « Code canadien sur le calcul des ponts routiers », est également exigée pour tout véhicule ou équipement de chantier sollicitant un pont en construction ou un pont existant affaibli par des travaux. Pour ces cas, il se peut que les véhicules ou les équipements de chantier nécessitant une vérification structurale soient de poids inférieur ou de nature différente par rapport à ceux mentionnés précédemment. Ainsi, la limite générale de 23 t établie au CCDG peut s'avérer trop permissive si l'affaiblissement du pont en cours de travaux est important. De même, il est possible que des camions pouvant circuler aux charges légales sur le réseau ne puissent momentanément pas le faire sur le pont lorsque celui-ci est affaibli par des travaux. L'entrepreneur, en tant que maître d'œuvre, doit donc faire ces validations lorsque nécessaire.

Précisons que le CCDG prévoit d'emblée deux exceptions à la limite de 23 t pour les équipements de chantier. Ainsi, pour le planage de l'enrobé, l'article 15.11.3.1.2 « Correction par planage » fixe la masse maximale de l'équipement à 32 t en raison d'une plus grande longueur et de l'utilisation de chenilles. Pour la mise en place de l'enrobé, la masse maximale de la finisseuse est fixée à 28 t avec des conditions d'utilisation qui sont spécifiées au CCDG (article 15.11.3.3 « Enrobé préparé et posé à chaud »).

Note

Pour les équipements de chantier, les deux exceptions à la limite de 23 t sont évidemment valides pour autant que le pont ne soit pas affaibli par des travaux en cours.

Pont temporaire

Certains projets nécessitent la réalisation d'un pont temporaire. Cet ouvrage, érigé près du site du pont à construire, permet de maintenir la circulation pendant la durée des travaux.

La taille de l'ouvrage à construire est fonction de l'obstacle à franchir, de la période de l'année où les travaux sont exécutés ainsi que des matériaux dont l'entrepreneur dispose. En effet, les ponts temporaires sont souvent réalisés à partir d'éléments de pont ayant été démolis antérieurement. Les ponts acier-bois ainsi que les ponts modulaires de type Bailey sont les types de ponts temporaires les plus répandus. Les ouvrages sous remblai comme les tuyaux peuvent également être employés pour des cours d'eau de faible débit.

Le devis spécial contient généralement des exigences de nature technique pour la réalisation du pont temporaire. Lorsque c'est le cas, le surveillant doit valider avec le concepteur le type de pont installé et sa conformité aux exigences.

Il est exigé à l'article 10.3.8 « Pont temporaire » du CCDG que l'entrepreneur fournisse au surveillant le plan de construction du pont temporaire; ce plan doit être signé et scellé par un ingénieur, membre de l'Ordre des ingénieurs du Québec. Une copie du plan doit être transmise au concepteur pour information.

Le plan doit respecter les exigences générales de l'article 6.6 « Plans fournis par l'entrepreneur » du CCDG, notamment celles relatives au délai minimal de deux semaines que le Ministère s'accorde pour étudier le plan et le format de préparation selon le format ISO A1. Ce plan n'a pas à être visé ni par le surveillant ni par le concepteur, puisqu'il concerne un ouvrage temporaire. Par contre, le surveillant doit le vérifier de façon à s'assurer que l'ouvrage qui y est décrit semble convenir aux exigences des documents contractuels, notamment quant à sa conformité à la norme CSA S6 « Code canadien sur le calcul des ponts routiers ».

L'article 10.3.8 du CCDG exige qu'une fois le pont temporaire érigé, l'ingénieur qui a signé le plan procède à l'inspection du pont avant sa mise en service. Cette inspection doit se faire de manière détaillée avec une inspection de type « doigt sur la pièce » de manière à pouvoir déceler tout défaut de montage; une inspection sommaire à partir du sol ne permet pas le niveau de précision attendue de l'inspection.

À la suite de l'inspection, l'entrepreneur doit remettre au surveillant un avis signé par cet ingénieur indiquant que le pont temporaire est conforme au plan. Le surveillant ne doit pas autoriser la circulation sur le pont temporaire tant que toutes ces conditions ne sont pas remplies; le pont temporaire servira aux usagers de la route pendant les travaux, ce qui justifie toutes les précautions concernant sa sécurité.

À moins d'une indication contraire au devis spécial, un pont temporaire doit respecter certains paramètres géométriques, comme une largeur carrossable minimale ainsi qu'un dégagement vertical de 1 m au-dessus du niveau maximal des eaux.

D'autres exigences doivent également être prises en compte, comme la présence d'un trottoir, s'il y a des trottoirs le long de la route, ainsi que les modalités relatives aux emprises et à la propriété.

Pour plus d'information, le surveillant doit se référer à l'article 2.18.4 « Ouvrages temporaires » du *Tome III – Ouvrages d'art* des normes du Ministère et à l'article 10.3.8 « Pont temporaire » du CCDG.

Glissière en béton pour chantier

Des glissières en béton pour chantier sont nécessaires lorsqu'il y a des risques de chute hors du pont en raison de l'absence d'un dispositif de retenue permanent comme dans le cas du remplacement d'une dalle, d'un tablier ou d'un pont, ou encore, lors de la réfection de côtés extérieurs; ces glissières sont alors décrites en annexe du devis spécial. Le surveillant doit aussi se référer, pour plus d'information, à l'article 2.18.4.2 « Dispositifs de retenue pour chantier » du *Tome III – Ouvrages d'art* des normes du Ministère et à l'article 10.3.9.1 « Glissières en béton pour chantier » du CCDG. Mentionnons que ces glissières ont la même géométrie et le même système de raccord entre les glissières que celles qu'on utilise sur les routes, mais elles contiennent plus d'armatures afin d'être en mesure de retenir un véhicule en déroute comme le ferait un dispositif de retenue permanent et elles sont munies d'un dispositif d'ancrage au tablier.

Selon les exigences de l'article 15.4.3 du CCDG, les ancrages des glissières en béton pour chantier sur une dalle neuve ou à conserver doivent être en acier inoxydable et être fixés au moyen d'une résine chimique. Il n'est plus permis d'employer d'ancrages mécaniques pour cette application, car ces derniers ne développent pas assez de capacité pour résister aux charges de la glissière et il n'est pas possible de les fixer adéquatement à la glissière étant donné leur géométrie.

Bien que l'entrepreneur n'ait pas à fournir des plans d'atelier, le surveillant doit tout de même s'enquérir de la manière d'ancrer la glissière au tablier, lorsque cela est requis. Il doit notamment s'assurer que, dans le cas d'une dalle neuve, les ancrages ne traversent pas la dalle sur toute son épaisseur et qu'ils sont fixés au moyen de résine chimique. Il doit aussi vérifier que les ancrages proposés ont la résistance requise; en cas de doute, il ne doit pas hésiter à exiger de l'entrepreneur une note de calcul signée par un ingénieur membre de l'Ordre des ingénieurs du Québec. Mentionnons que les ancrages doivent traverser de part en part une dalle existante à remplacer, car la résistance du béton peut être insuffisante, ou un tablier en bois.

Selon les exigences de l'article 10.3.9.1 « Glissières en béton pour chantier » du CCDG, l'entrepreneur doit fournir le plan d'aménagement des glissières au surveillant afin que celui-ci vérifie s'il convient pour les besoins du projet. De plus, selon le même article, il doit donner au surveillant un avis écrit signé par un ingénieur, membre de l'Ordre des ingénieurs du Québec, indiquant que les glissières sont installées selon le plan soumis et l'annexe du devis spécial ainsi que selon les exigences du chapitre 4 « Travaux » du *Tome V – Signalisation routière* des normes du Ministère. Avant de permettre la circulation à proximité des glissières, le surveillant doit aussi s'assurer que les tiges d'ancrage n'excèdent pas le profil des glissières afin qu'elles ne constituent pas un obstacle au trafic.

Interdiction

Une fois les travaux terminés, les ancrages sur les dalles neuves ou à conserver doivent être coupés au niveau du dessus du béton de la dalle après utilisation. Il n'est pas permis de couper les ancrages au niveau du dessus de l'enrobé, car ce détail conduit à un manque d'étanchéité de la membrane et à un endommagement prématuré avec le passage des déneigeuses.

Précisons que dans le cas de glissières non ancrées, généralement employées pour séparer la zone des travaux et les voies de circulation, le surveillant doit veiller à ce qu'aucun équipement temporaire (étaiement, abri pour bétonnage, etc.) ne soit installé à l'intérieur de l'espace tampon requis pour le déplacement latéral de la glissière en cas d'impact. Cet espace tampon varie en fonction du nombre de voies de circulation sur le chantier et cette valeur est généralement indiquée dans les plans et devis.

Liste des matériaux relatifs au béton éprouvés par le Laboratoire des chaussées

La Direction générale du laboratoire des chaussées (DGLC) publie annuellement une liste des matériaux relatifs au béton qui respectent les normes établies par le Ministère. Le rôle de cette liste est de permettre au surveillant de vérifier rapidement si un produit proposé par l'entrepreneur peut être jugé acceptable ou non.

Si le produit figure sur la liste, le surveillant peut l'accepter sans hésitation. Par contre, s'il n'y apparaît pas, il se peut qu'il ne respecte pas les normes. Il est également possible que le produit n'ait jamais été évalué.

Pour s'en assurer, le surveillant doit communiquer avec la Direction des matériaux d'infrastructures de la DGLC (par l'entremise du chargé d'activité du Ministère pour un surveillant employé par un prestataire de services). Si le produit n'a effectivement jamais fait l'objet d'une évaluation, le surveillant doit demander à l'entrepreneur de le transmettre à cette direction générale pour évaluation. Étant donné que le processus d'évaluation peut prendre plusieurs mois, le surveillant doit aussi informer l'entrepreneur de ce délai et lui demander s'il y a lieu de proposer un autre produit, idéalement un parmi ceux figurant sur la liste des matériaux éprouvés.

Bien que cette liste ne soit pas contractuelle, elle est largement utilisée comme si elle l'était, puisque cette façon de faire permet de réduire considérablement les formalités d'acceptation des produits proposés par l'entrepreneur; c'est la raison fondamentale qui explique que les surveillants et les entrepreneurs y trouvent leur compte. La liste est disponible sur le site Web du Ministère[3].

[3] www.transports.gouv.qc.ca

Plan « tel que construit »

Le surveillant doit produire, à la fin des travaux, un plan final de l'ouvrage tel que construit à partir du plan de statut « final de conception » (FC). Ces derniers sont préparés par le concepteur et intègrent les changements et les modifications qu'il a apportés en cours de travaux, de même que la version qu'il a visée et commentée, s'il y a lieu, des plans d'atelier. Ces plans sont fournis au surveillant par le Ministère. Il identifie le plan final avec le statut « tel que construit » (TC) pour attester que l'ouvrage a été construit comme représenté sur les plans. Toute modification à la construction apportée après l'émission du plan « pour construction » doit être ajoutée à celles qui ont déjà été intégrées aux plans FC, de manière à ce que l'ensemble des modifications soient représentées sur le plan TC.

Dans le cas d'un ouvrage comportant des fondations profondes, le surveillant doit insérer aux feuillets du plan TC un tableau pour consigner certaines informations sur les pieux (y compris les pieux caissons), à raison d'un tableau par unité de fondation comportant des pieux.

L'en-tête du tableau doit contenir l'information quant au type de pieu utilisé (tubulaire ou en H). Pour les pieux tubulaires, le mode de fabrication (HSS ou pieux spiralés), le diamètre (en millimètres) et l'épaisseur (en millimètres) de la paroi d'acier doivent être précisés dans l'en-tête du tableau. Il est également requis d'indiquer si le pieu est bétonné ou non. Pour les pieux en H, le type de profilé (W ou HP) et la masse (en kg/m) du profilé doivent être précisés. De plus, pour les deux types de pieux, la méthode de mise en place doit être indiquée, soit : battage, forage, vibrofonçage, préforage ou rotation/oscillation (dans le cas des pieux caissons). Sous l'en-tête du tableau, une série de lignes devront être insérées, une pour chaque pieu mis en place. Chaque tableau doit compter autant de lignes qu'il y a de pieux sous l'unité de fondation.

Le surveillant doit inscrire au tableau la longueur (avec une précision au dixième de mètre) de chaque pieu mis en place vis-à-vis du numéro qui lui est attribué en chantier. Le surveillant doit donc nécessairement noter le numéro correspondant de chaque pieu sur la vue en plan de la semelle concernée aux plans TC. La longueur inscrite au tableau doit correspondre à la longueur arasée et être mentionnée telle quelle dans une note au bas du tableau.

Finalement, le surveillant doit intégrer aux plans TC la dernière version des plans d'atelier, qu'il doit obtenir de l'entrepreneur à la fin des travaux. Ces plans d'atelier doivent refléter l'ouvrage tel qu'il a été fabriqué et livré au chantier. Le surveillant doit également indiquer aux plans TC tout élément temporaire qui aurait été laissé en place, comme une palplanche métallique ou les pieux d'un mur berlinois. Le relevé du profil d'un pont neuf ou d'un tablier neuf doit également être intégré aux plans TC.

Plus de détails concernant les plans TC sont donnés dans le *Guide de surveillance – Chantiers d'infrastructures de transport*, à la section 5.7, « Plans de statut "Tel que construit" ».

CHAPITRE 1

DÉMOLITION DES OUVRAGES EXISTANTS

TABLE DES MATIÈRES

INTRODUCTION 1-1

1.1 MATÉRIEL 1-2

1.1.1 Démolition complète 1-3

1.1.2 Démolition partielle 1-7

1.2 MISE EN ŒUVRE 1-10

1.2.1 Démolition complète 1-13

1.2.2 Démolition partielle 1-16

PHOTOGRAPHIES 1-21

INTRODUCTION

La reconstruction et la réparation d'éléments de pont nécessitent généralement des travaux préalables de démolition, lesquels mettent grandement à contribution le jugement du surveillant. La tâche de ce dernier peut être moins difficile dans certains cas, comme lors de la démolition complète d'un élément, par exemple une glissière, mais elle peut aussi être particulièrement complexe dans le cas de la démolition partielle d'un élément structuralement sensible, comme une poutre.

L'expression *démolition complète* est employée lorsqu'une structure en entier doit être démolie. Elle s'applique également à un élément de pont à reconstruire en entier (tablier, dalle sur poutres, pile, culée, joint de tablier, etc.) ou en partie, mais sur sa pleine section (semelle, culée, pile, mur de soutènement, ponceau, côtés extérieurs, chasse-roues, glissières, trottoirs, pistes cyclables, etc.), quelle qu'en soit la longueur.

L'expression *démolition partielle* s'applique, quant à elle, à toute portion d'élément de pont à réparer, sans que cet élément soit à reconstruire en entier. Elle inclut notamment la démolition en vue d'une réparation avec coffrages (avec ou sans surépaisseur), d'une réparation au moyen de béton projeté ou d'une réparation (en surface ou en profondeur) de dalle, de trottoir ou de piste cyclable. Elle est donc le plus souvent utilisée lorsque seule une portion d'un élément doit être démolie en surface, au-dessus (enrobage de béton) et en dessous des armatures, lors de la réparation de cet élément.

L'entrepreneur choisit un équipement de démolition en fonction de plusieurs facteurs, dont l'ampleur de la structure, le type d'intervention, la qualité du béton et la quantité à enlever, les délais de réalisation ainsi que les contraintes environnementales et environnantes (gaz, services municipaux, bâtiments, etc.). Le surveillant doit, quant à lui, vérifier particulièrement les points suivants :

- le matériel de démolition choisi est adéquat en ce qui concerne tant le type d'équipement que ses caractéristiques;
- la stabilité de l'ouvrage n'est pas susceptible d'être compromise durant les travaux de démolition;
- l'entrepreneur respecte son plan de démolition lors d'une démolition complète;
- les précautions nécessaires sont prises pour que les éléments ou les parties d'éléments à conserver ne soient pas endommagés;
- le béton à conserver est libre de tout béton inadéquat.

Les activités 3101 à 3136 du chapitre 3 « Méthodes d'intervention » du *Manuel d'entretien des structures* contiennent beaucoup de renseignements utiles concernant la démolition du béton sur la plupart des éléments de pont à réparer.

Des photographies illustrant des outils et des méthodes d'intervention pour réaliser certaines opérations de démolition sont présentées à la fin du chapitre du présent manuel.

1.1 MATÉRIEL

Plusieurs équipements de démolition sont autorisés dans les documents contractuels : la scie à béton, le marteau pneumatique manuel, le marteau hydraulique, l'équipement d'hydrodémolition, le jet d'eau sous pression et le brise-béton de type cisaille. L'annexe M1 « Matériel de démolition autorisé » du devis spécial illustre de façon visuelle les exigences du *Cahier des charges et devis généraux – Infrastructures routières – Construction et réparation* (CCDG) concernant les équipements.

La principale raison pour laquelle il est nécessaire d'encadrer le choix des équipements est l'importance de maintenir l'intégrité du béton à conserver. En effet, l'énergie de choc produite par un marteau trop puissant peut engendrer une microfissuration à la surface du béton à conserver. Ainsi créée, une telle microfissuration, qui n'est pas toujours visible à l'œil nu, est très souvent susceptible d'endommager le lien entre les granulats et la matrice du béton, ce qui, conséquemment, diminue la qualité de l'adhérence du béton de réparation.

Les documents contractuels décrivent clairement les balises imposées à l'entrepreneur concernant le choix de l'équipement de démolition, balises plus restrictives pour une démolition partielle. Leur imposition libère le surveillant de l'obligation de porter un jugement subjectif sur l'équipement proposé, en partie dû à l'aspect microscopique de certaines fissures.

Le surveillant doit cependant demeurer vigilant lors des travaux de démolition parce qu'un équipement autorisé peut même endommager le béton ou les armatures à conserver. Le surveillant doit alors demander à l'entrepreneur de réduire la capacité de l'équipement utilisé, comme cela est indiqué au CCDG. Bien que cette situation puisse entraîner des conséquences financières liées à la diminution de productivité de l'entrepreneur, l'objectif premier du surveillant est de s'assurer que le béton à conserver n'est pas endommagé.

Dans le cas particulier des marteaux hydrauliques, l'entrepreneur doit fournir au surveillant les fiches techniques des marteaux qu'il prévoit utiliser, et ce, au moins sept jours avant le début de tout type de démolition. Le surveillant peut ainsi s'assurer que les marteaux proposés respectent les exigences.

Soulignons que les marteaux hydrauliques sont habituellement classés selon la classe d'impact, c'est-à-dire selon l'énergie de choc par frappe (60 J, 200 J, 350 J ou 1 000 J), puisque c'est la façon de faire de l'industrie depuis longtemps. Cependant, étant donné que de grandes variations d'impact peuvent advenir selon les marteaux, même regroupés dans une même classe d'impact, deux importantes associations américaines de manufacturiers d'équipements ont entrepris de les classer selon l'impact réel au bout de la tige en contact avec le béton, mesuré à partir d'essais contrôlés. Ce sont ces valeurs, plus représentatives de l'énergie de choc par frappe des marteaux, et celles précisées sur les fiches techniques sous la désignation CIMA (Construction Industry Manufacturers Association) ou AEM (Association of Equipment Manufacturers) que le surveillant doit utiliser pour vérifier les exigences spécifiées au CCDG.

Précisons que ces valeurs d'impact réel ne sont pas toujours précisées pour les marteaux offerts sur le marché. Il peut donc arriver, par exemple, qu'on indique une énergie nominale de choc par frappe de 200 J sur la fiche technique de certains marteaux, mais qu'en vérité, la valeur d'impact réel maximale (CIMA ou AEM) soit légèrement inférieure ou supérieure à 200 J, ce qui implique que cet outil peut être utilisé ou non comme marteau de 200 J ou moins.

Dans le cas où cette information n'est pas indiquée sur la fiche technique, c'est à l'entrepreneur de faire les démarches auprès du manufacturier de marteaux afin de fournir au surveillant une confirmation écrite du manufacturier attestant de la valeur d'impact réel (énergie de choc par frappe) de cet outil de démolition.

De plus, pour tous les marteaux, le surveillant doit veiller non seulement à ce que la largeur de l'extrémité de leur tige n'excède pas le diamètre de la tige, mais aussi à ce qu'elle soit en forme de pointe ou de coin pour que l'énergie de choc soit concentrée et non pas diffuse. Une énergie concentrée favorise une démolition limitée sans vibrations excessives sur le béton à conserver.

1.1.1 Démolition complète

L'utilisation des scies à béton, des marteaux hydrauliques et pneumatiques ainsi que des brise-béton de type cisaille est autorisée selon les limitations inscrites au CCDG pour la démolition d'une dalle sur poutres, des côtés extérieurs (dalle en porte-à-faux sur poutres et dispositifs de retenue au-dessus) et des dispositifs de retenue seuls (avec conservation de la dalle au-dessous). Les autres équipements de démolition sont donc interdits. Dans le cas de la démolition complète d'éléments de pont ne figurant pas au CCDG, le surveillant doit se référer aux principes établis pour les éléments qui y apparaissent afin de juger de la méthode proposée par l'entrepreneur. Le surveillant peut aussi consulter le concepteur au projet s'il juge que les méthodes proposées par l'entrepreneur peuvent potentiellement conduire à des enjeux structuraux ou de durabilité sur certains éléments ou ouvrages à conserver.

Matériel

Scie à béton

La scie à béton permet d'enlever rapidement d'importants volumes de béton, comme lors du remplacement d'une dalle où les morceaux résultant du sciage sont ensuite transportés tels quels à l'extérieur du chantier. Parmi les autres avantages liés à son utilisation, soulignons la faible production de poussière et une gestion plus facile des rebuts.

Dans le but évident de protéger les éléments structuraux, il est important de faire respecter l'exigence interdisant son utilisation à moins de 100 mm des poutres et des diaphragmes. Lors de la démolition d'une dalle sur poutres ou d'un tablier, le surveillant doit s'assurer que l'entrepreneur a localisé de façon claire les poutres et les diaphragmes sur le dessus de la dalle au moyen d'une peinture en aérosol afin de bien les repérer et ainsi d'éviter les risques d'endommagement.

Marteaux hydrauliques (200 joules ou moins et 350 joules ou moins)

L'utilisation de marteaux hydrauliques est autorisée, entre autres, pour la démolition d'une dalle sur poutres, des côtés extérieurs d'un ouvrage, d'une glissière en béton ainsi que des éléments métalliques encastrés au béton, comme un joint de tablier. L'utilisation particulière du marteau de 350 J ou moins est cependant limitée à certains éléments de pont, tels les dalles sur poutres en acier, les côtés extérieurs et les glissières en béton : leur démolition à l'aide de ce marteau peut se faire sans dommages importants aux éléments de pont adjacents à conserver.

Important

Il est primordial que la masse du véhicule porteur soit conforme aux exigences du CCDG. Le fait d'utiliser un véhicule porteur d'une masse plus élevée peut rapidement devenir un incitatif à surexploiter les capacités du marteau, ce qui engendre de nombreuses conséquences néfastes pour le béton à conserver.

De plus, il ne faut pas s'approcher trop près des éléments principaux de la structure pour protéger leur intégrité structurale, comme cela est clairement mentionné au CCDG et à l'annexe M1 du devis type « Construction et réparation des structures ».

Marteau hydraulique de 1 000 joules ou moins

L'utilisation de ce marteau n'est autorisée au CCDG que pour la démolition complète d'un tablier. Son énergie est limitée à 1 000 J pour éviter que soient endommagées les unités de fondation à conserver.

Marteaux pneumatiques manuels et marteau hydraulique de 60 joules ou moins

Des marteaux pneumatiques manuels de 30 kg et de 7 kg doivent être employés pour la démolition du béton de dalle au-dessus des poutres et des diaphragmes lors de la reconstruction d'une dalle. Cette exigence du CCDG s'impose pour éviter d'endommager les poutres. Pour la démolition d'un élément de béton comme un trottoir, une piste cyclable en surépaisseur ou un chasse-roue situé au-dessus d'une dalle à conserver, un marteau pneumatique manuel d'au plus 30 kg ou un marteau hydraulique d'au plus 60 J peut être utilisé. Cependant, pour tous ces éléments et celui d'une glissière en béton, un marteau pneumatique d'au plus 15 kg doit être utilisé pour démolir les 100 derniers millimètres attenants à une dalle à conserver, et ce, pour éviter d'endommager cette dernière. Un marteau hydraulique de 60 J ou moins peut être utilisé au lieu d'un marteau pneumatique manuel de 30 kg, son avantage consistant surtout à réduire la fatigue des ouvriers.

Brise-béton de type cisaille à une mâchoire mobile

L'utilisation de brise-béton de type cisaille est autorisée pour la démolition complète d'un tablier (poutres et dalle), d'une glissière en béton et des côtés extérieurs jusqu'à 300 mm des poutres à conserver ou du béton à conserver dans le cas des portiques et des dalles épaisses pleines. Puisque les mâchoires de cet équipement écrasent et effritent le béton à démolir, son utilisation présente l'avantage de produire moins de vibrations qu'un marteau hydraulique. Cependant, le mouvement brusque et incontrôlé des armatures peut provoquer l'éclatement du béton à conserver en raison de la difficulté de cet équipement à couper de façon nette toutes les armatures contenues dans le béton.

Cela explique les raisons pour lesquelles il ne peut pas être utilisé sur tous les éléments de pont et que, pour ceux où cela est permis, une certaine distance tampon doit être respectée entre le béton démoli et le béton à conserver ou l'élément structural à protéger.

Brise-béton de type cisaille à deux mâchoires mobiles

Un brise-béton de type cisaille de nouvelle génération, à 2 mâchoires mobiles, a fait son apparition voilà quelques années sur le marché. Il est souvent appelé « cisaille multiprocesseur ». Ses caractéristiques sont semblables à celles du brise-béton de type cisaille classique, mais ses deux mâchoires sont mobiles, c'est-à-dire que chacune est actionnée par un cylindre hydraulique. Cette caractéristique en fait, lorsqu'il est employé correctement et selon les indications du fournisseur, un équipement qui coupe les barres d'armature de façon nette sans endommager les armatures ni le béton à conserver.

Il est fortement recommandé au surveillant de consulter la Direction générale des structures du Ministère avant d'autoriser l'utilisation de ce type de brise-béton pour la démolition d'ouvrages où le brise-béton traditionnel n'est pas permis. Puisque l'habileté de l'opérateur est essentielle à la protection des armatures et du béton à conserver, le surveillant doit toujours être présent et vigilant sur le chantier lors des travaux de démolition effectués à l'aide de cet équipement : il ne doit pas hésiter à arrêter les travaux et à faire retirer l'équipement du chantier en cas de mauvaise exécution.

Parties de pont

Dalle sur poutres

Puisque la scie à béton est l'équipement le plus adapté à la démolition d'une dalle sur poutres, elle devrait être couramment utilisée, surtout lorsque les délais sont serrés. Les marteaux hydrauliques de 200 J (tablier avec poutres en béton) et de 350 J (tablier avec poutres en acier) peuvent aussi être utilisés en remplacement de la scie à béton, bien qu'ils produisent plus de vibrations sur les poutres à conserver.

Tous ces équipements ne devant pas s'approcher trop près des poutres et des diaphragmes, il est important de faire respecter les exigences du CCDG à ce chapitre. Pour la démolition du béton à proximité et au-dessus des poutres et des diaphragmes, il est d'ailleurs prévu au CCDG que l'entrepreneur utilise des outils plus petits : le marteau pneumatique manuel d'au plus 30 kg ou le marteau hydraulique de 60 J (béton de dalle au-dessus de la nappe inférieure d'armature) et le marteau pneumatique manuel d'au plus 7 kg (béton de dalle au niveau et au-dessous de la nappe inférieure d'armature).

Pour les poutres en acier, il faut enlever le béton situé immédiatement au-dessus d'elles avec des outils manuels légers pour éviter qu'elles soient endommagées (les marques d'impact des pointes de marteau pneumatique pouvant se transformer en amorce de fissure). Une façon simple de procéder à l'enlèvement manuel du béton consiste à le frapper avec une masse pour le faire décoller des poutres; un jet d'eau haute pression pourrait également être employé.

Côté extérieur d'une dalle (sur poutres, épaisse et de portique)

L'entrepreneur doit utiliser soit un marteau hydraulique de 350 J, soit un brise-béton de type cisaille pour démolir un côté extérieur de dalle (sur poutres, épaisse, de portique). Dans le cas d'une dalle sur poutres, il ne faut pas s'approcher trop près des poutres extérieures pour ne pas les endommager. Il faut ainsi rester à plus de 300 mm d'une poutre en béton (avec la cisaille et le marteau de 350 J) et à plus de 300 mm avec la cisaille et à plus de 100 mm avec le marteau de 350 J d'une poutre en acier.

Pour une dalle épaisse pleine ou de portique, il est requis de se servir d'un marteau pneumatique d'au plus 15 kg pour finaliser la démolition jusqu'au béton à conserver. Il est donc important, là aussi, de faire respecter les exigences du CCDG.

Trottoir, piste cyclable en surépaisseur au-dessus d'une dalle, chasse-roue ou glissière en béton

Comme c'est indiqué au CCDG, l'entrepreneur doit utiliser un marteau pneumatique manuel d'au plus 30 kg ou un marteau hydraulique de 60 J pour la démolition d'un trottoir ou d'une piste cyclable en surépaisseur au-dessus d'une dalle ou d'un chasse-roue lorsque la dalle sous-jacente doit être conservée. Pour la démolition d'une glissière en béton, il peut utiliser un marteau hydraulique de 350 J, qui n'endommage pas la dalle à conserver. Mentionnons que, pour tous ces éléments structuraux, les 100 derniers millimètres attenant à la dalle doivent être démolis avec un marteau pneumatique manuel d'au plus 15 kg.

Le surveillant doit être vigilant lors de la démolition de ces éléments afin que la dalle ne soit pas endommagée.

Dalle de transition

L'entrepreneur doit utiliser soit un marteau hydraulique d'au plus 350 J, soit un brise-béton de type cisaille. Afin de protéger les éléments de pont à conserver, il faut rester à plus 300 mm du mur garde-grève de la culée et se servir d'un marteau pneumatique d'au plus 15 kg pour finaliser la démolition des 300 derniers millimètres.

Remplacement ou élimination d'un joint de tablier

L'entrepreneur doit utiliser de petits outils et procéder de la façon indiquée au CCDG pour enlever le béton des épaulements du joint et de la dalle adjacente. Il en est de même pour la démolition de la partie supérieure du garde-grève (un marteau hydraulique de 200 J est permis si le garde-grève a une épaisseur d'au moins 450 mm). Il est permis, selon les exigences du CCDG, d'utiliser un marteau d'au plus 200 J pour enlever moins difficilement les éléments en acier d'un joint de tablier encastrés dans le béton, il faut être très vigilant et s'assurer que l'entrepreneur n'en profite pas pour démolir le béton adjacent avec ce type de matériel afin de prévenir tout dommage au béton à conserver.

Tablier

Pour la démolition d'un tablier, l'entrepreneur peut utiliser le matériel qu'il désire, la seule exigence étant de limiter l'énergie de choc de tout marteau hydraulique à 1 000 J et de limiter le poids du véhicule porteur auquel ce marteau est monté à 10 000 kg afin d'éviter d'endommager les unités de fondation à conserver.

Pont

Pour la démolition complète d'un pont, donc lorsqu'aucun élément structural n'est à conserver, le CCDG n'impose pas de restrictions particulières de matériel. La méthode et le matériel employés doivent tout de même être décrits dans le plan de démolition. Dans ce cas, le surveillant doit les analyser afin de constater leur conformité à d'autres exigences, notamment à celles de l'article 6.9 « Protection de la propriété et réparation des dommages » de même qu'aux vitesses permises à la section 11.4.4 « Contrôle des vibrations et du taux de monoxyde de carbone générés par les travaux à l'explosif », qui s'appliquent en vertu de l'article 15.16 « Dispositions diverses » du CCDG.

1.1.2 Démolition partielle

L'utilisation de marteaux hydrauliques et pneumatiques ainsi que d'équipements d'hydrodémolition ou de jets d'eau sous pression est autorisée pour la démolition partielle de tous les éléments de pont pourvu que les exigences du CCDG soient respectées. Les autres équipements de démolition sont systématiquement interdits, notamment les brise-béton de type cisaille en raison de la difficulté à couper de façon nette toutes les armatures contenues dans le béton. Cette exigence évite l'éclatement du béton causé par le mouvement brusque et incontrôlé des armatures.

Matériel

Marteaux pneumatiques manuels et marteau hydraulique de 60 J ou moins

Les marteaux pneumatiques manuels sont classés selon leur masse (soit 7, 15 et 30 kg). Ce type de marteau est largement utilisé lors d'une démolition partielle, puisqu'il permet de diminuer l'importance des vibrations transmises au béton à conserver. Il limite également la démolition au béton déjà endommagé sans en augmenter indûment la quantité.

L'utilisation d'un support hydraulique pour marteau pneumatique manuel (appelé aussi *positionneur-activateur pour marteaux* ou PAM.) comme équipement de support et d'assistance est permise pour le marteau pneumatique manuel de 15 kg. Son utilisation devrait même être favorisée pour la démolition de béton sur des surfaces verticales en raison d'une énergie d'impact non modifiée, d'une opération plus sécuritaire et d'une productivité accrue.

Les prescriptions du CCDG sont basées sur le principe que la démolition partielle se réalise par étapes, au moyen d'un marteau plus puissant (de 15 ou de 30 kg) pour enlever l'enrobage de béton jusqu'à la première nappe d'armature, et d'un marteau plus petit (de 7 ou de 15 kg) pour enlever le béton sous cette armature ou vis-à-vis d'elle. La légèreté du marteau étant un facteur déterminant pour obtenir une démolition de précision, le tandem 15 kg-7 kg est utilisé pour les éléments structuraux plus sensibles, qui sont en général plus minces ou élancés (poutres, diaphragmes, colonnes, etc.), en vue de préserver leur intégrité.

Un marteau hydraulique de 60 J ou moins peut être employé au lieu d'un marteau pneumatique manuel de 30 kg, son avantage consistant surtout à réduire la fatigue des ouvriers.

Marteau hydraulique de 200 J ou moins

L'utilisation d'un marteau ayant une énergie de choc jusqu'à 200 J est autorisée pour la démolition de certains éléments massifs ayant une épaisseur d'au moins 450 mm, notamment pour des culées, des piles ou des dalles épaisses non évidées. Cependant, leur démolition doit être exécutée en prévision d'une réparation sans surépaisseur ou de l'enlèvement d'un délaminage. L'utilisation de cet outil est alors limitée au béton d'enrobage au-dessus de la première nappe d'armature. Si la démolition de surface est effectuée en vue de réaliser une réparation avec surépaisseur, son utilisation est interdite, car cet équipement, trop puissant, risque de laisser une surface comportant des microfissurations et de retirer inutilement trop de béton.

L'utilisation d'un marteau ayant une énergie de choc jusqu'à 200 J est également autorisée pour la démolition des parties d'ouvrages en béton où des éléments en acier sont encastrés (joint de tablier, plaque d'acier incrustée au chasse-roue) parce que les risques d'endommagement dus aux vibrations sont faibles.

Sur des surfaces verticales ou au plafond, l'utilisation du marteau de 200 J peut être plus efficace que celle de marteaux manuels : elle allège le travail des ouvriers, surtout lors de réparations d'envergure.

Important

Il est toujours primordial que la masse du véhicule porteur soit conforme aux exigences du CCDG. Le fait d'utiliser un véhicule porteur d'une masse plus élevée peut rapidement entraîner la surexploitation des capacités du marteau, ce qui nuira au béton à conserver.

Hydrodémolition

L'hydrodémolition peut être employée si elle donne des résultats comparables à ceux obtenus par l'utilisation des autres équipements autorisés. Faible génératrice de poussière et avantageuse pour de grandes quantités de béton à démolir, cette méthode est sans doute la plus appropriée pour préserver l'intégrité du béton à conserver, bien que la gestion des résidus soit souvent laborieuse. On utilise habituellement un équipement à jet unique d'opération manuelle pour les surfaces verticales et au plafond, et un équipement automoteur robotisé sur les dalles. Il faut prévoir un essai d'étalonnage pour ajuster la profondeur de démolition lorsqu'un équipement automoteur est utilisé.

Jet d'eau sous pression (15 MPa)

Le jet d'eau sous pression est autorisé pour la démolition du béton dans le cas d'une réparation avec coffrages et surépaisseur, puisque le béton à conserver peut être de qualité moindre que celle requise dans les autres cas.

Étapes de démolition

Béton d'enrobage au-dessus de la première nappe d'armature

L'entrepreneur doit utiliser des équipements adaptés à l'élément à réparer pour en préserver l'intégrité structurale. Il doit donc utiliser un marteau pneumatique manuel d'au plus 15 kg pour les poutres, les diaphragmes, les colonnes, les blocs d'assise, les chevêtres, les dalles épaisses évidées et les autres éléments structuralement sensibles. Pour les poutres préfabriquées précontraintes, l'utilisation d'un marteau pneumatique manuel de plus de 7 kg est interdite. Pour les autres éléments de pont, il peut employer un marteau pneumatique manuel d'au plus 30 kg (ou un marteau hydraulique de 60 J). Pour les éléments massifs (épaisseur d'au moins 450 mm) de culées, de piles, de murs ou de dalles épaisses pleines, l'utilisation d'un marteau de 200 J est autorisée.

Béton au niveau et en dessous de la première nappe d'armature

L'entrepreneur doit utiliser des équipements adaptés à l'élément à réparer pour en préserver l'intégrité structurale et éviter d'endommager le béton à conserver. Il doit donc employer un marteau pneumatique manuel d'au plus 7 kg pour les poutres, les diaphragmes, les colonnes, les blocs d'assise, les chevêtres, les dalles épaisses évidées et les autres éléments structuralement sensibles. Pour les autres éléments de pont, il peut se servir d'un marteau pneumatique manuel d'au plus 15 kg. Par contre, pour la démolition du béton de dalle au niveau et en dessous de la nappe inférieure d'armature localisé à proximité ou au-dessus de poutres et de diaphragmes, un marteau pneumatique d'au plus 7 kg doit être utilisé.

Béton situé au-delà d'une profondeur de 10 mm (réparation avec coffrages et surépaisseur)

Dans le cas particulier d'une réparation avec coffrages et surépaisseur, et une fois que sont enlevés les dix premiers millimètres à l'enrobage de béton situé au-dessus de la première nappe d'armature, l'entrepreneur doit, le plus possible, utiliser un jet d'eau sous pression (15 MPa) plutôt que de petits marteaux pneumatiques afin de limiter l'ampleur de la démolition et d'éviter de rendre l'élément structuralement vulnérable en cours de travaux. En effet, puisque ce type de réparation vient confiner le béton existant à l'aide d'ancrages qui assurent un lien mécanique efficace, le béton à conserver peut être légèrement de qualité moindre que ce qui est habituellement requis pour les autres types de réparations.

1.2 MISE EN ŒUVRE

Dès la première réunion de chantier, les exigences contractuelles et la remise des documents requis relatifs aux travaux de démolition doivent être abordées avec l'entrepreneur. Par la suite, la présence du surveillant est importante à plusieurs étapes des travaux de démolition. Comme pour tous les types de travaux, le surveillant doit s'assurer d'avoir accès aux travaux de démolition en tout temps, selon les prescriptions de l'article 5.4 « Inspection des travaux » du CCDG.

Lors de la démolition complète, le rôle du surveillant est de voir à ce que le plan de démolition, incluant une procédure de démolition sécuritaire, soit intégralement respecté ainsi que de veiller à ce que les parties de l'ouvrage à conserver ne soient pas endommagées.

Lors de la démolition de structures en entier (p. ex. : pont en entier incluant les unités de fondations), le surveillant s'assurera, au même titre que l'entrepreneur, que le comportement de l'ouvrage en cours de démolition demeure sécuritaire.

L'exigence relative à la distance minimale de 5 m à maintenir entre chaque marteau hydraulique vise à limiter les vibrations excessives sur le béton des éléments à conserver et qui sont adjacents à ceux qui doivent être démolis (p. ex. : démolition complète d'une dalle sur poutres de béton à conserver).

Lors de toute démolition (complète ou partielle), mais surtout lors d'une démolition partielle, le rôle du surveillant est de voir à ce que les équipements de démolition autorisés soient utilisés de manière à enlever le béton endommagé dans les limites indiquées aux plans et devis tout en maintenant intacts le béton adjacent et les armatures à conserver. Le surveillant doit intervenir au besoin lors des travaux pour faire rectifier toute situation problématique. Le CCDG permet d'ailleurs au surveillant d'exiger à tout moment une réduction de la capacité des équipements de démolition autorisés s'il constate des dommages aux armatures, au béton ou à tout autre matériau à conserver (article 15.1.1 « Matériel » du CCDG).

La mise en œuvre de toute démolition (complète ou partielle) implique plusieurs opérations essentielles, notamment la réalisation des traits de scie ainsi que la protection des éléments en acier (p. ex. : armatures, câbles de précontrainte, poutres).

Délimitation des surfaces (traits de scie)

La réalisation de traits de scie autour des surfaces ou des éléments de pont à démolir a pour but d'empêcher l'éclatement du béton à conserver et d'obtenir une épaisseur minimale de nouveau béton au pourtour des réparations. Dans le cas d'une réparation, les traits de scie servent à optimiser la durée de vie du périmètre de la réparation, tant pour les surfaces horizontales que pour les surfaces verticales et le plafond.

Les traits de scie ont généralement une profondeur de 20 mm, mais celle-ci doit être diminuée lorsque le recouvrement de béton des armatures est moindre. La profondeur des traits de scie est de 10 mm lors de travaux nécessitant une réparation avec coffrages et surépaisseur. Cela délimite chaque zone d'enlèvement d'une couche minimale de béton habituellement plus contaminée et permet l'obtention d'une rugosité favorisant l'adhérence du béton de réparation. Cette profondeur correspond aussi à celle de la démolition minimale pour ce type de réparation.

Mentionnons également que le fait d'interdire le croisement des traits de scie a pour but de diminuer le plus possible les dommages au béton à conserver.

Il est possible d'effectuer les traits de scie lorsque les travaux de démolition partielle sont presque finis pour éviter de refaire d'autres traits de scie à la suite de l'agrandissement possible des zones initialement délimitées. De plus, cette pratique permet de mieux localiser les armatures et d'ajuster au besoin la profondeur des traits de scie.

Protection des éléments en acier

Il ne faut pas endommager les armatures et les torons de précontrainte afin de préserver leur intégrité structurale. Si l'intégrité d'une armature est altérée par une encoche causée par un marteau, une scie à béton ou un pliage répété, l'entrepreneur doit la remplacer à ses frais. Si un toron est endommagé, le surveillant ne doit pas tarder à consulter le concepteur. De plus, il lui faut s'assurer que le lien entre le béton et l'armature est préservé dans les zones non démolies au pourtour de la réparation.

Dans le cas de la réfection d'un élément, comme celle des côtés extérieurs d'un ouvrage, et afin de conserver la continuité structurale, il est important de prendre toutes les précautions pour ne pas endommager les barres existantes qui sont à conserver et qui servent de chevauchement avec les nouvelles armatures.

Lors de la démolition d'un ouvrage où des armatures existantes doivent être conservées, il peut cependant arriver que l'entrepreneur en endommage ou en sectionne quelques-unes. Comme il s'agit du résultat d'une mauvaise exécution par l'entrepreneur, ce dernier doit proposer une mesure corrective. Mentionnons tout de même que le soudage d'une nouvelle barre sur l'armature existante n'est pas acceptable, puisque les barres existantes sont habituellement fabriquées avec un acier non soudable et que le soudage est difficile à réaliser efficacement en chantier. Le fait qu'un acier ne soit pas soudable ne signifie pas que les barres ne peuvent pas être jointes par soudure, mais que la soudure risque d'être inadéquate, puisque des fissures, non détectables lors d'une inspection visuelle, sont susceptibles de se développer dans le cordon durant son refroidissement.

L'entrepreneur doit plutôt démolir localement du béton autour de la barre afin de réaliser une jointure par chevauchement ou, dans le pire des cas, forer un trou pour y ancrer une barre de remplacement à l'aide d'un adhésif chimique. S'il est impossible de procéder ainsi, des jonctions mécaniques peuvent être utilisées ou une analyse métallurgique peut être effectuée pour évaluer la soudabilité des barres existantes. Dans ce dernier cas, des conditions d'exécution peuvent être fixées après consultation avec la Direction générale du laboratoire des chaussées du Ministère.

La protection des poutres et des diaphragmes en acier à conserver implique que l'enlèvement du béton en contact avec ces éléments doit se faire manuellement. Il faut absolument éviter que l'extrémité de la tige des marteaux vienne marteler l'acier des poutres, des diaphragmes et des goujons pour éviter l'amorce d'une fissuration dans l'acier. Il faut donc procéder à l'enlèvement « manuel » de la couche de béton en contact avec le dessus de la semelle supérieure en frappant le béton avec des outils manuels comme une masse ou en utilisant, à la rigueur, un ciseau pour décoller le béton fortement collé. Un jet d'eau à haute pression pourrait également être employé comme outil complémentaire pour enlever les derniers résidus cimentaires collés à la surface d'acier.

Dans le cas où une poutre ou des goujons sont endommagés, l'entrepreneur doit corriger les défauts conformément à l'article 7.10 « Travaux défectueux » du CCDG. Même si la solution doit, dans ce cas, être proposée par l'entrepreneur, mentionnons que les cavités superficielles (moins de 3 mm de profondeur environ) peuvent généralement être corrigées par meulage de façon à obtenir une surface lisse et sans arêtes. Le meulage doit être effectué dans le sens longitudinal de la poutre. Dans le cas de défauts plus profonds, le surveillant doit consulter le concepteur ou la Direction générale du laboratoire des chaussées du Ministère pour déterminer si la correction proposée est adéquate.

Ajoutons que, lorsque des scies à béton sont employées pour la démolition d'une dalle, il faut clairement marquer les poutres et diaphragmes sur le dessus de la dalle afin d'éviter que les ouvriers ne scient par mégarde l'un de ces éléments de charpente. Les traits de scie dans les éléments structuraux comme les poutres, très difficiles à réparer, peuvent, dans les cas très graves, conduire à une perte de capacité importante.

Récupération des matériaux de démolition

La procédure écrite de récupération des matériaux de démolition est une mesure importante qui vise la protection de l'environnement et la sécurité des usagers circulant sous l'aire des travaux. Ce processus de récupération peut être complexe compte tenu du contexte des travaux et du milieu environnant. Mentionnons, entre autres, certains paramètres liés à la santé et à la sécurité des travailleurs et des riverains tels que la poussière et le bruit. La poussière, qui est déjà un irritant non négligeable, peut devenir un enjeu important, puisque celle qui est engendrée lors de la démolition du béton contient de la silice cristalline. De même, lorsqu'un enduit cimentaire de surface recouvre le béton à démolir, il peut contenir des fibres d'amiante, ce qui est alors mentionné dans le devis spécial : son enlèvement doit être réalisé selon la réglementation en vigueur (processus très rigoureux).

Le surveillant doit recevoir de l'entrepreneur, au moins 7 jours avant le début d'une démolition partielle, la procédure écrite de récupération des matériaux de démolition et s'assurer qu'il la respecte en tout temps. Cette procédure doit aussi apparaître clairement au plan de démolition dans le cas d'une démolition complète.

Le surveillant doit également veiller à ce que l'entrepreneur respecte l'exigence qui consiste à installer une enceinte de confinement ou des dispositifs de protection dans le cas de travaux présentant un potentiel d'émission de particules ou d'autres débris qui exposent à des risques les usagers de la route et, dans certaines circonstances, les travailleurs en chantier lors de travaux réalisés à proximité de voies de circulation ouvertes.

Tous les résidus de béton souillé (avec matières huileuses ou autres) doivent être gérés comme une matière dangereuse et acheminés dans un lieu autorisé par le ministère de l'Environnement et de la Lutte contre les changements climatiques (MELCC). Les autres résidus de béton propre doivent être gérés comme une matière non dangereuse et peuvent être réutilisés ou acheminés dans un lieu autorisé par le MELCC.

1.2.1 Démolition complète

La démolition complète d'un ouvrage ou d'un de ses éléments est faite selon ses caractéristiques structurales et son état.

Dans le cas de travaux de démolition complète de tabliers ou de structures qui doivent être réalisés en phases, c'est-à-dire lorsqu'une partie de l'ouvrage est démolie et qu'une autre partie doit demeurer ouverte à la circulation pour une certaine période, le CCDG exige une désolidarisation. L'entrepreneur doit alors séparer physiquement les deux parties de la structure avant de procéder à la démolition proprement dite. En ce qui concerne les tabliers, cela signifie que, d'une part, la dalle doit être sciée ou démolie localement sur sa pleine longueur et que, d'autre part, les diaphragmes ou les contreventements doivent être coupés ou démolis localement. De petits équipements ou des scies à béton sont exigés pour cette étape préalable à la démolition complète. Précisons que cette désolidarisation ne s'applique pas dans le cas où seule la dalle est démolie.

Cette exigence est nécessaire, car l'équipement permis pour la démolition de tabliers ou de structures étant très puissant, on note de réelles possibilités d'endommager la partie de la structure qui doit rester ouverte à la circulation pendant la première phase de démolition. Ces exigences de désolidarisation doivent apparaître au plan de démolition.

Plan de démolition

Un plan de démolition signé et scellé par un ingénieur est toujours requis pour les éléments à démolir lors d'une démolition complète (voir les articles 6.6.1.3 « Plans d'ouvrages provisoires » et 15.1.2.1 « Démolition complète » du CCDG), sauf pour une glissière en béton, un trottoir, une piste cyclable en surépaisseur au-dessus d'une dalle ou d'un chasse-roue lorsque la dalle sous-jacente doit être conservée. L'ingénieur qui a signé ce plan doit être présent sur le site au moins au début de la démolition (au premier quart de travail) de l'élément visé par le plan et à une étape critique ultérieure si cela est nécessaire. Un ingénieur représentant celui qui a signé le plan doit cependant être présent sur le chantier pour toute la suite des travaux de démolition. Le surveillant devrait également s'assurer que l'entrepreneur a transmis un avis écrit de démolition à la Commission des normes, de l'équité, de la santé et de la sécurité du travail (CNESST). Une copie de l'accusé de réception envoyé par cette dernière, confirmant l'envoi du document, peut être demandée à l'entrepreneur.

Un plan de démolition est pleinement justifié pour assurer la sécurité des intervenants en chantier et éviter que l'ouvrage à démolir s'effondre prématurément. Mentionnons à titre d'exemple la démolition d'un tablier d'un pont à travées continues : ce type de démolition doit généralement se faire en séquences bien précises, avec parfois l'utilisation de supports temporaires. En cas de doute sur la faisabilité du plan proposé, le surveillant doit consulter le concepteur.

Réunion préalable

Une réunion préalable doit être tenue avec les représentants de l'entrepreneur (dont l'ingénieur qui a signé le plan de démolition) une fois le plan de démolition reçu et jugé complet, c'est-à-dire lorsque le surveillant en a analysé le contenu et que tous les éléments indiqués au CCDG y apparaissent, notamment :

- le type d'équipement utilisé et sa position pendant les différentes étapes de démolition;
- la revue des exigences contractuelles spécifiques au projet qui sont relatives à la démolition complète;
- le comportement structural attendu de l'ouvrage en cours de démolition;
- les ouvrages provisoires prévus, s'il y a lieu.

La présence de l'ingénieur signataire du plan de démolition est essentielle, car il est celui qui est le mieux placé pour répondre aux questions de tous et commenter son plan au besoin. Idéalement, la réunion devrait se tenir sur les lieux du chantier pour qu'une visite de la structure à démolir puisse se faire. La réunion doit avoir lieu au moins 7 jours avant le début des travaux de démolition, ce qui donne à l'entrepreneur la possibilité de tenir compte des commentaires formulés lors de la réunion pour ajuster, au besoin, les façons de faire qu'il avait prévues.

Si le plan de démolition doit être modifié à la suite de la réunion, une version révisée doit être produite, signée par l'ingénieur ayant assisté à la réunion, au même titre que la version d'origine.

Le CCDG fixe l'ordre du jour de cette réunion, dont chaque point doit être abordé. Tout aspect non usuel de la démolition doit aussi faire l'objet de points de discussion à l'ordre du jour.

Pontage

Dans le cas de la démolition d'une dalle sur des poutres, l'entrepreneur doit mettre en place un pontage entre les poutres vis-à-vis des voies de circulation sous l'ouvrage, incluant leurs accotements, afin de protéger les usagers de la route de toute chute d'objet, de débris de béton, etc. Le pontage peut aussi servir de plate-forme de travail pour les ouvriers chargés de la mise en place et de l'enlèvement des coffrages de la dalle à construire. Les exigences relatives au pontage font partie de celles qui concernent la mise en place du béton plastique des dalles (article 15.4.3.5.6 « Mise en place du béton plastique d'une dalle » du CCDG).

Le pontage fait partie du plan de démolition d'une dalle sur poutres puisqu'il sert, entre autres, à empêcher les matériaux de démolition de se déverser sur les voies de circulation, notamment lors de la démolition d'une portion de dalle située vis-à-vis des poutres.

L'entrepreneur doit respecter les exigences générales de l'article 6.6.1, « Plans fournis par l'entrepreneur », du CCDG pour la remise du plan de pontage, y compris celle relative au délai minimal de deux semaines que le Ministère s'accorde pour étudier les plans qui doivent être en format PDF/A. La conception du plan de pontage doit répondre aux exigences du CCDG, notamment en ce qui concerne les poutres rectangulaires en béton, dans la partie supérieure desquelles le pontage doit être fixé pour minimiser les risques d'endommager les armatures principales de flexion qui sont principalement localisées dans la section inférieure des poutres (fibres tendues).

Le CCDG exige la mise en place du pontage entre les poutres seulement, car la mise en œuvre du pontage sur le porte-à-faux peut s'avérer complexe. Le plan de démolition de l'entrepreneur doit bien entendu être prévu en conséquence. Par contre, l'absence d'une section de pontage sous le porte-à-faux de la dalle à démolir ne dégage pas l'entrepreneur de l'obligation de prendre d'autres mesures de protection afin de garantir la sécurité des travailleurs et des usagers de la route qui pourraient être à proximité sous cet ouvrage.

Le pontage est mis en place au début de toute activité relative à la démolition de la dalle. Une fois construit, il doit être inspecté directement sur place par un ingénieur désigné par l'entrepreneur. Si l'installation du pontage est conforme et sécuritaire suivant cette inspection, l'ingénieur doit signer l'avis écrit qui le confirme pour l'entrepreneur, lequel doit ensuite le remettre au surveillant. L'ingénieur ne peut pas déléguer cette activité à une autre personne non-ingénieure, car le Ministère tient à ce que l'inspection soit faite par un ingénieur compte tenu des conséquences graves qui peuvent découler d'un vice de construction sur cet ouvrage temporaire.

Mentionnons que le surveillant doit tenir compte de la gestion de la circulation, notamment lors de la démolition de la partie de la dalle située entre les poutres : en effet, le pontage n'est pas conçu pour résister à la chute de gros blocs de béton.

Démolition complète d'un pont

La démolition complète d'un pont doit être faite selon l'une des méthodes suivantes :

- lorsque le pont à démolir nuit à la construction d'un nouvel ouvrage, comme un nouveau pont, la démolition doit inclure les semelles et la partie supérieure des pieux selon les instructions aux plans;
- lorsque le pont à démolir ne nuit pas à la construction d'un nouvel ouvrage d'art, l'entrepreneur doit démolir complètement le tablier et les unités de fondation comme suit :
  - les culées, les piles, les béquilles et les pieux doivent être démolis jusqu'à 1 m sous le niveau du sol fini (terrain naturel ou lit de rivière). Dans le cas où ces unités de fondation se situent sous des voies de circulation ou des accotements de la route projetée, toute portion de ces éléments située à moins de 2,5 m sous le profil final de la route doit être démolie;
  - dans le cas d'un pont sur rivière, l'entrepreneur doit redonner à la rivière sa section originale selon les profils en amont et en aval visibles au-delà de l'ouvrage à démolir. Pour ce dernier cas, il est important de consulter l'étude hydraulique du projet réalisée par un ingénieur mandaté par le Ministère.

1.2.2 Démolition partielle

Le surveillant doit s'assurer que le délai entre la démolition et la mise en place du nouveau béton ne dépasse pas deux mois. Cette exigence du CCDG est importante pour éviter, notamment, que les surfaces préparées soient souillées par des saletés ou exposées aux embruns salins pendant la saison hivernale, ce qui, d'une part, affecterait l'adhérence de la réparation à faire et, d'autre part, contaminerait par des chlorures le béton à conserver.

Le surveillant doit veiller à ce que le marteau soit utilisé à un angle compris entre 45° et 60° par rapport à la surface démolie afin que l'énergie de choc soit concentrée et non pas diffuse : une énergie concentrée favorise une démolition sans vibrations excessives sur le béton à conserver.

Types de réparations

Les documents contractuels font principalement référence à deux types de réparations, soit avec ou sans surépaisseur de nouveau béton. Les réparations impliquant une augmentation de l'enrobage de béton au-dessus des armatures existantes sont considérées comme une réparation sans surépaisseur. Les réparations avec surépaisseur sont généralement associées à une intervention d'ensemble sur un élément où on intègre à la surépaisseur de béton une nouvelle nappe d'armature ancrée au béton existant.

Les prescriptions pour la démolition partielle associée à une réparation sans surépaisseur sont particulièrement exigeantes parce que le béton conservé doit être de bonne qualité pour que le nouveau béton puisse y adhérer fortement. De même, l'exigence de dégager de 25 mm les armatures devenues apparentes lors de la démolition est nécessaire à l'enlèvement du béton contaminé par les chlorures à proximité des aciers pour ralentir leur corrosion et ancrer le béton de la réparation.

Les prescriptions pour la démolition partielle associée à une réparation avec surépaisseur sont moins exigeantes, puisque ce type de réparation vise à envelopper ou à confiner, au moyen d'une couche importante de nouveau béton armé, un béton détérioré. L'ancrage du nouveau béton au substrat se fait non seulement par adhérence, mais surtout par ancrage mécanique, lequel est fourni habituellement par les tirants des coffrages fixés suffisamment profondément dans le béton sain existant.

Pour ce qui est des dalles sur poutres, deux types de réparations, soit une réparation en surface et une réparation en profondeur, sont mentionnées au CCDG. Une réparation en profondeur s'impose lorsque l'épaisseur résiduelle de béton sain de la dalle devient inférieure à 80 mm, car l'intégrité du béton serait trop difficile à préserver à des épaisseurs moindres. De même, une réparation en profondeur est exigée pour restaurer le dessous endommagé d'une dalle sur poutres, car il est plus facile, durable et sécuritaire de procéder ainsi plutôt qu'au moyen d'une réparation avec coffrages sans surépaisseur par le dessous (à l'intrados de la dalle), où les risques de décollement et de chute d'éclats de béton sont beaucoup plus importants.

En ce qui concerne les réparations de dalle épaisse, de trottoir, de piste cyclable ou de dessus de semelle, elles sont également divisées en réparation de surface et en réparation en profondeur. Pour la réparation de surface, le critère est semblable à celui des dalles sur poutres, à la différence qu'il est possible qu'aucune armature ne soit interceptée lors de la démolition. Par conséquent, si un béton sain est découvert à une profondeur de 60 mm sans qu'aucune armature ne soit exposée, la démolition sera alors jugée achevée. Le critère de réparation en profondeur est quant à lui plutôt fixé en fonction de la profondeur de la démolition. Dans ce cas, une réparation est jugée en profondeur lorsque la profondeur de démolition nécessaire à l'obtention du béton sain ou au dégagement de l'armature dépasse 120 mm. Ce critère est particulièrement important pour les dalles épaisses, pour lesquelles il ne devrait jamais y avoir de démolition en pleine profondeur, contrairement aux dalles sur poutres, pour lesquelles ce type de démolition est possible.

Considérations structurales

L'entrepreneur doit veiller en tout temps à ce que les travaux de démolition ne compromettent pas la stabilité de la structure.

Important

Le respect de l'exigence de l'article 6.11 « Utilisation des ouvrages d'art » du CCDG est important pour limiter le dépôt, sur le tablier, de matériaux provenant de la démolition d'ouvrages existants. Il en est de même pour le poids des équipements utilisés lors des travaux. Cette exigence permet d'éviter d'imposer des charges mortes trop importantes au système structural et ainsi d'éviter l'endommagement, voire l'effondrement, de l'ouvrage. Le surveillant doit donc être très vigilant, suspendre les travaux au besoin et faire immédiatement corriger la situation.

Bien qu'un plan de démolition ne soit généralement pas requis pour une démolition partielle, il est possible que les plans et devis l'exigent ou, à tout le moins, fassent mention de restrictions importantes (surtout pour les poutres, les chevêtres sur colonnes, les colonnes, les béquilles, les dalles épaisses et d'autres éléments structuralement sensibles) ou d'une limite de charge. Si les plans et devis ne font l'objet d'aucune restriction et que du béton doit être enlevé sur ces éléments jusqu'en dessous des armatures, le surveillant doit consulter le concepteur pour s'enquérir des mesures à prendre.

Important

Il est explicitement prévu au CCDG que des travaux de démolition ne doivent pas être effectués sur deux colonnes adjacentes. Le dégagement des armatures peut entraîner une perte de capacité temporaire et compromettre ainsi la stabilité de la structure. Les colonnes doivent donc être réparées en alternance, ce qui permet de conserver une capacité relativement uniforme de l'unité de fondation sur toute la largeur du pont durant les travaux.

Avec ou sans plan de démolition, le surveillant doit être vigilant et s'assurer que tout enlèvement de béton détérioré se fait sans amoindrir de façon importante la capacité de l'élément. Il faut garder à l'esprit que le béton à démolir, même détérioré, a une certaine capacité et que le fait de l'enlever diminue l'aptitude de l'élément à résister aux charges qui lui sont appliquées. Si le surveillant a un doute relativement aux conséquences structurales que pourraient avoir les travaux de démolition en cours de réalisation, il doit suspendre les travaux et consulter le concepteur avant de poursuivre les opérations.

Il faut être particulièrement prudent lors de la démolition partielle de béton sur des éléments minces ou élancés comme une poutre, un diaphragme, une colonne ou un chevêtre. La même prudence est de mise lorsque des travaux de démolition se font à proximité des appuis de poutres : un support temporaire peut être nécessaire dans certains cas pour soutenir les charges pendant les travaux. En cas de doute, le surveillant doit consulter le concepteur pour obtenir son avis.

Dans le même ordre d'idées, il ne faut pas enlever du béton sain pour dégager les étriers de 25 mm lors de la démolition d'extrémités de poutres en béton précontraint par prétension fabriquées en usine, comme les poutres NEBT. En effet, cette démolition peut entraîner l'endommagement des torons se trouvant à proximité. Le dégagement des étriers sur des poutres en béton précontraint par post-tension, qui sont des éléments plus massifs, peut cependant être réalisé dans certains cas, le surveillant doit alors consulter le concepteur.

Avant d'entreprendre la démolition du béton d'éléments précontraints (prétension ou post-tension) et en cours de travaux, le surveillant doit veiller, avec une grande vigilance, à ce que l'entrepreneur se soit bien assuré de l'emplacement exact des torons ou câbles et à ce que toutes les précautions aient été prises pour ne pas les endommager lors des travaux de démolition.

Le dégagement des armatures en tension d'une poutre doit s'effectuer sans que les extrémités en soient libérées et sur une petite longueur à la fois, puisque le dégagement des armatures principales sur une longueur importante peut amoindrir de façon permanente la capacité de la poutre. Le même raisonnement s'applique à la réparation en profondeur d'une dalle épaisse ou des parois d'une poutre-caisson. Dans tous ces cas, il est recommandé au surveillant de solliciter l'avis du concepteur si les plans et devis lui semblent imprécis à cet égard ou s'il a le moindre doute, même si les prescriptions sont claires sur les plans, lorsque les conditions réelles observées en chantier semblent ou sont différentes.

Bien que cela arrive rarement, il se peut qu'aucune armature ne soit visible à la suite de l'enlèvement du béton d'un élément en béton armé, ou encore que l'armature soit enfouie plus profondément que ce que les plans originaux avaient montré. Il est alors prévu au devis spécial de suspendre les travaux de démolition partielle dès que l'armature prévue aux plans est absente ou enfouie plus profondément (recouvrement apparaissant aux plans originaux + 25 mm). Le surveillant doit alors consulter le concepteur et ne permettre la reprise des travaux qu'après la mise en œuvre des mesures que ce dernier pourrait recommander.

Délimitation des surfaces (béton sain)

Mentionnons que faire respecter les exigences associées à une démolition partielle n'est pas toujours facile sur le terrain. Lorsque l'entrepreneur se voit contraint de procéder à l'enlèvement d'un béton très dur, il peut être tenté d'utiliser un équipement plus puissant. Le surveillant doit alors insister sur le respect des exigences pour que la réparation soit de la meilleure qualité possible.

Bien que les éléments de structures à réparer soient généralement spécifiés dans les plans et devis, la première démarche du surveillant consiste à délimiter précisément les parties d'ouvrages à démolir. Ainsi, il est appelé à faire preuve de discernement pour déterminer si le béton sondé doit être enlevé ou conservé. L'ampleur de la démolition est un aspect qui peut parfois être difficile à gérer sur un chantier : une revue des critères de démolition devrait donc se faire lors d'une réunion de chantier préalable pour que les intervenants aient une compréhension identique des exigences. Des indications supplémentaires sur le marquage sont également données dans la section suivante.

Le béton à enlever peut être du béton de bonne qualité, à éliminer sur une certaine profondeur. C'est le cas lors du dégagement des armatures devenues apparentes ou lors du regroupement de petites surfaces de béton endommagées. Le béton peut aussi être de mauvaise qualité, généralement désagrégé ou délaminé.

Un béton de bonne qualité, un béton sain comme le mentionne le CCDG, est un béton non délaminé dont les constituants restent encore reliés entre eux sous l'impact d'un marteau de maçon ou de géologue : ce béton est considéré comme en assez bon état pour être conservé. Le surveillant devrait se référer à la partie 4.3.2.2 « Examen par percussion » du *Manuel d'entretien des structures*, qui explique la façon de procéder pour évaluer la qualité du béton.

Même si le marteau de maçon ou de géologue est l'outil le plus couramment employé pour évaluer la qualité du béton à conserver, un marteau pneumatique à aiguilles peut aussi être utilisé. Une chaîne ayant des maillons d'environ 25 mm peut aussi être employée pour vérifier de façon sommaire si une dalle présente des zones de béton délaminé : une fois ces zones repérées, il suffit de terminer la délimitation au moyen d'un marteau de maçon (ou de géologue). Le surveillant peut se référer à la norme ASTM D-4580 « Standard Practice for Measuring Delaminations in Concrete Bridge Decks by Sounding » pour connaître la façon d'utiliser une chaîne.

La délimitation complète des surfaces de dalle à réparer doit normalement se faire avant que l'entrepreneur commence les travaux de démolition, le surveillant pouvant alors évaluer la qualité du béton dans l'environnement le moins bruyant possible. Dans le cas des dessus de dalles, cette délimitation est faite après l'enlèvement de l'enrobé par décapage et le nettoyage de base (jet d'eau haute pression), qui sont requis avant le nettoyage complémentaire (jet de billes d'acier) pour la pose de la membrane d'étanchéité. Cette dernière exigence du CCDG est nécessaire pour que la surface puisse être sondée adéquatement.

Dans le cas de la délimitation des surfaces du dessous à l'intrados d'une dalle, le surveillant peut exiger, comme pour toute autre partie du pont, l'accès à toutes les surfaces. Bien que cette exigence du CCDG engendre des coûts importants pour l'entrepreneur, elle doit être respectée surtout lorsque l'ampleur des dommages est importante. Cependant, pour un projet de moindre envergure ayant seulement des petites surfaces à réparer, le surveillant pourrait se limiter à l'accès de ces surfaces, qui sont normalement déjà indiquées aux plans et devis.

Marquage des surfaces

Le marquage des surfaces doit être effectué, par exemple, lors d'une réparation de dalle ou d'une réparation avec coffrages sans surépaisseur. Ces indications sont tirées de l'activité 3101 « Réparation avec coffrages sans surépaisseur » du *Manuel d'entretien des structures*.

En vue d'une meilleure performance à long terme, une forme carrée ou rectangulaire des surfaces à démolir devrait être favorisée, de façon à éviter tout angle inférieur à 90° entre deux côtés adjacents de la réparation. De même, le regroupement de petites surfaces très rapprochées (< 600 mm) est recommandé.

L'exigence relative à la démolition d'une zone de 150 mm de béton sain au pourtour du béton endommagé vise à enlever du béton fortement contaminé par les chlorures, de façon à augmenter la durée de vie de l'intervention.

Une peinture en aérosol est généralement utilisée pour marquer le contour du béton à démolir.

Si les quantités de béton à enlever dépassent largement celles indiquées sur le bordereau, le surveillant doit en informer le concepteur, surtout s'il a des doutes quant aux conséquences structurales de ce dépassement. De plus, dans le cas d'une dalle sur poutres, il pourrait être judicieux de ne pas procéder à sa réparation si son endommagement a été significativement sous-évalué lors de la préparation des plans et devis. Dans ce cas, le surveillant doit consulter le concepteur et le chargé d'activité du Ministère pour vérifier la pertinence de procéder comme prévu à la réparation plutôt qu'au remplacement éventuel de la dalle.

Nettoyage des surfaces

Un nettoyage fréquent des surfaces démolies est exigé pour que soit bien suivie l'évolution de la démolition, de façon à ne pas enlever plus de béton que nécessaire. Lorsqu'un équipement d'hydrodémolition est utilisé, le CCDG exige, suivant ce mode de démolition, que l'entrepreneur nettoie rapidement au jet d'eau sous pression les surfaces à conserver avant leur assèchement afin d'éviter que les résidus (pâte collante) se solidifient, puisqu'une fois durcis, ils sont très difficiles à enlever.

Comme il n'est pas possible de nettoyer convenablement un béton souillé par des matières huileuses, tout équipement présentant des fuites d'huile doit être immédiatement retiré du chantier. Le béton souillé doit normalement être nettoyé lorsque cela est possible (s'il n'y a aucune imprégnation au substrat) ou remplacé selon le mode de réparation prévu aux documents contractuels s'il a été imprégné de matières huileuses.

Profil de surface minimal

Pour toutes les surfaces de béton existant sur lesquelles du nouveau béton doit être appliqué, notamment lors d'une réparation avec coffrages et surépaisseur, le surveillant doit s'assurer que, une fois la démolition partielle terminée, le profil de surface minimal du béton à conserver correspond à la plaquette étalon CSP 7 de l'International Concrete Repair Institute (ICRI). Cette exigence du CCDG doit être respectée pour que le lien le plus fort possible existe entre le béton à conserver et le nouveau béton en vue, notamment, d'une meilleure durabilité de la réparation.

La plaquette étalon fait partie du document *Technical Guideline No. 310.2R* publié par l'ICRI. Le surveillant doit s'assurer de commander à l'avance les plaquettes étalons et le document explicatif, lequel permettra une bonne utilisation des plaquettes et pourra être consulté lors des travaux.

PHOTOGRAPHIES

DÉMOLITION DES OUVRAGES EXISTANTS



Scie à béton.



Enlèvement des parties de dalle sciées.



Démolition partielle avec marteaux pneumatiques de 7 kg.



Enlèvement de parties métalliques de joint avec marteau hydraulique de 200 J.



Démolition de glissière avec marteau hydraulique de 350 J.



Hydrodémolition sur dalle.



Utilisation d'un équipement de support (PAM) pour marteau pneumatique manuel.

CHAPITRE 2

FONDATIONS

TABLE DES MATIÈRES

INTRODUCTION 2-1

2.1 DOCUMENTS REQUIS 2-2

2.2 EXIGENCES DE CONCEPTION 2-3

2.3 MATÉRIAUX 2-7

2.4 ASSURANCE DE LA QUALITÉ 2-8

2.5 MISE EN ŒUVRE 2-9

2.5.1 Batardeau 2-9

2.5.2 Soutènement temporaire 2-16

2.5.3 Excavation 2-17

2.5.3.1 Dimensions des excavations 2-19

2.5.3.2 Fond des excavations 2-19

2.5.3.3 Assèchement des excavations 2-21

2.5.4 Coussin 2-21

2.5.5 Remplissage des excavations et remblai 2-23

2.5.6 Revêtement de protection 2-26

PHOTOGRAPHIES 2-29

FIGURES

Figure 2.2-1 Exemple de réalisation d'un batardeau en pierres 2-5
Figure 2.2-2 Exemple de batardeau en palplanches métalliques 2-6
Figure 2.5-1 Remplissage des excavations et mise en place du remblai à proximité d'une culée 2-24
Figure 2.5-2 Mur en retour en console et zone à compacter manuellement 2-25
Figure 2.5-3 Coupe type d'un revêtement de protection en pierres à l'approche d'un pont sur rivière 2-26

TABLEAU

Tableau 2.5-1 Modes de rupture d'un batardeau en palplanches métalliques 2-15

INTRODUCTION

Le présent chapitre traite des travaux relatifs à la réalisation des fondations des différents ouvrages d'art faisant partie du réseau routier du ministère des Transports et de la Mobilité durable.

En plus du *Cahier des charges et devis généraux – Infrastructures routière – Constructions et réparations* (CCDG), des plans, devis et bordereaux ainsi que des recommandations et mises en garde contenues dans l'étude géotechnique qu'il doit consulter, le surveillant doit se référer aux normes du Ministère, plus particulièrement à celles du *Tome II – Terrassement*, du *Tome III – Ouvrages d'art* et du *Tome VII – Matériaux* de la collection Normes – Ouvrages routiers du Ministère. Ces documents font aussi référence à d'autres normes, lois et règlements. Parmi ceux-ci, le surveillant doit avoir en sa possession le *Code de sécurité pour les travaux de construction* afin de s'assurer, au besoin, que l'entrepreneur respecte bien les règles portant sur la sécurité au chantier.

Les travaux d'excavation constituent généralement la première étape de la réalisation d'un ouvrage. Ils incluent l'excavation elle-même, sa préparation, son assèchement et son remplissage ainsi que la mise en place du remblai.

La mise en place d'un batardeau ou d'un soutènement temporaire, lorsqu'ils sont nécessaires à la réalisation des travaux d'excavation, fait partie des travaux de fondation, tout comme l'utilisation d'un coussin de propreté ou d'un coussin de support, parfois requis entre le fond de l'excavation et l'ouvrage à construire.

Les revêtements de protection sont utilisés pour protéger des surfaces contre l'érosion pouvant résulter de fortes vitesses d'écoulement d'un cours d'eau. Ils permettent en outre de protéger les remblais contre l'érosion et le lit des cours d'eau contre l'affouillement. Ils sont aussi employés pour recouvrir les talus des ponts d'étagement.

Toutes les mesures données dans les figures du présent chapitre sont en millimètres (mm).

Une section « Photographies » est incluse à la fin de ce chapitre pour illustrer certaines notions ou certains éléments faisant partie des travaux de fondation qui seront présentés ci-après.

2.1 DOCUMENTS REQUIS

L'entrepreneur doit fournir le plan du batardeau, qu'il soit en pierres ou en palplanches métalliques ou constitué de tout autre matériau, comme des sacs de sable ou des blocs de béton. Le plan doit être signé et scellé par un ingénieur. Cette exigence du CCDG est due aux charges importantes imposées au batardeau et aux graves conséquences qui résulteraient d'une rupture. En effet, un batardeau est un ouvrage complexe devant faire l'objet d'une conception très soignée de la part de l'ingénieur, qui doit tenir compte des différentes charges possibles lors de chaque phase de sollicitations de l'ouvrage, notamment durant sa construction ainsi qu'avant et après l'assèchement du batardeau selon les niveaux des eaux hautes et basses. Il doit aussi tenir compte de la condition des sols en place lors de la conception du batardeau.

L'entrepreneur doit également fournir le plan du soutènement temporaire, lequel doit être signé et scellé par un ingénieur. Cette exigence du CCDG est justifiée par les charges importantes imposées au soutènement et aux graves conséquences qui résulteraient d'une rupture.

Données présentes aux plans de batardeau et de soutènement temporaire

Plan de batardeau

- les dimensions finales de l'élément à bétonner;
- les dimensions du batardeau, y compris celles du chemin d'accès aux étapes critiques de mise en place, et la longueur de la fiche d'un batardeau en palplanches;
- les caractéristiques des matériaux utilisés, notamment la nuance et la désignation des pièces métalliques d'un batardeau en palplanches et, pour un batardeau en pierres , la nature des sols et matériaux utilisés;
- le niveau des eaux hautes en tenant compte de la modification de la section d'écoulement;
- les caractéristiques et le niveau des sols en place;
- les surcharges de construction, y compris l'équipement requis pour l'assèchement (minimum recommandé de 10 kN/m2).

Plan de soutènement temporaire

- les dimensions du soutènement aux étapes critiques de mise en œuvre ainsi que la longueur de la fiche d'un soutènement en palplanches ou en mur berlinois;
- les caractéristiques des matériaux utilisés, notamment la nuance et la désignation des pièces métalliques d'un soutènement en palplanches et d'un mur berlinois;
- les caractéristiques et le niveau des sols en place.

Le plan nécessaire à la construction du batardeau ou du soutènement temporaire doit respecter les exigences générales de la section 6.6 « Plans fournis par l'entrepreneur » du CCDG, notamment celles relatives au délai minimal de 2 semaines que le Ministère s'accorde pour étudier les plans. Ce plan n'a pas à être visé ni par le surveillant ni par le concepteur puisqu'il concerne des ouvrages temporaires. Le surveillant doit cependant le vérifier de façon à s'assurer que les ouvrages qui y sont décrits semblent convenir aux fins spécifiées au CCDG, qu'ils correspondent bien aux dimensions de l'élément à bétonner et au site des travaux. Il doit également s'assurer de l'absence de conflit entre les composants d'un batardeau et la fondation. S'il estime que l'un ou l'autre de ces aspects n'est pas respecté, il doit faire les interventions qu'il juge nécessaires auprès de l'entrepreneur. Il doit de plus s'assurer que le plan est signé et scellé par un ingénieur.

2.2 EXIGENCES DE CONCEPTION

Batardeau

À moins que cela ne soit spécifié dans les plans et devis, le surveillant n'intervient pas dans le choix du type de batardeau. Le choix entre un batardeau en pierres et un batardeau en palplanches est déterminé selon différents critères, notamment la profondeur de l'eau, la section d'écoulement, la nature du sol en place, l'accès au site et les exigences environnementales.

La section d'écoulement du cours d'eau est l'un des aspects les plus importants que l'entrepreneur doit prendre en compte. L'écoulement de l'eau, confiné dans un espace plus restreint à cause de la présence du batardeau, ne devrait pas occasionner de problèmes si le débit du cours d'eau est relativement faible. Dans ce cas, un batardeau en pierres pourrait être approprié si la section d'écoulement et les caractéristiques des sols en place le permettent.

Toutefois, s'il s'agit d'une rivière au débit élevé, la réduction de la section d'écoulement peut entraîner une hausse du niveau de l'eau ainsi qu'une augmentation importante de la vitesse du courant. Si le batardeau est en pierres, il sera plus difficile à assécher, et les risques d'érosion seront plus élevés.

De plus, un batardeau en pierres requiert une surveillance constante, un entretien presque quotidien de même que, généralement, la mise en place fréquente de pierres additionnelles aux endroits où l'érosion se sera manifestée. Compte tenu aussi des exigences de l'article 20.3. « Protection des milieux humides et hydriques » du CCDG quant à l'obligation d'éviter de créer un impact négatif sur la libre circulation de l'eau, l'utilisation d'un batardeau en palplanches constitue alors probablement le meilleur choix, puisque la réduction de la section d'écoulement est moindre qu'avec un batardeau en pierres.

Les travaux d'assèchement ou le rétrécissement temporaire d'un cours d'eau sont encadrés par différents règlements, lois et ententes, notamment : l'entente administrative entre le Ministère et le ministère de l'Environnement, de la Lutte contre les changements climatiques, de la Faune et des Parcs, le Règlement sur les activités dans des milieux humides, hydriques et sensibles, le Règlement sur l'aménagement durable des forêts du domaine de l'État, le Règlement sur les habitats fauniques et les directives de Pêches et Océans Canada.

La largeur du rétrécissement temporaires ou l'assèchement d'un cours d'eau est autorisé en fonction du texte de loi applicable, de la présence ou non d'une infrastructure existante, la durée des travaux et la période de l'année au cours de laquelle les travaux ont lieu,

Les restrictions applicables sont données au devis 185 *Protection de l'environnement*.

L'entrepreneur doit être prudent lorsqu'il détermine la hauteur des batardeaux et éviter de se fier aux niveaux d'eau indiqués sur les plans de conception lorsque les batardeaux entravent une partie de l'écoulement. Les niveaux d'eau sur les plans étant calculés en fonction de la future structure, toute réduction de l'écoulement aura tendance à les faire augmenter.

Lorsque la fondation repose sur le roc, un batardeau en pierre est plus adapté qu'un batardeau en palplanches, en raison de la difficulté, voire de l'impossibilité, d'obtenir une fiche (enfoncement sous le niveau du fond de l'excavation) de la palplanche dans le roc. Il doit toutefois être étanche ou conçu de manière à créer une perte de charge hydraulique suffisante entre l'extérieur et l'intérieur, tout en résistant à la poussée hydrostatique créée par la différence d'élévation entre les niveaux d'eau intérieur et extérieur. Dans certains cas, un empilement de sacs de sable peut aussi faire office de batardeau.

Lorsque la fondation repose sur un sol autre que du roc, l'utilisation d'un batardeau en palplanches métalliques est souvent appropriée, et la perte de charge hydraulique recherchée est obtenue par sa fiche. Cette dernière doit permettre non seulement d'assécher l'excavation, mais également de préserver l'intégrité des sols sous la fondation en évitant notamment le phénomène de boulance. La profondeur de fiche nécessaire à l'atteinte de ces objectifs dépend d'une multitude de facteurs, dont la nature et l'épaisseur des sols en place (pression des terres), les pressions interstitielles, la profondeur de l'excavation à réaliser, les dimensions des unités de fondation, etc. De manière générale, la fiche est moins profonde dans un sol imperméable (argileux) que dans un sol granulaire très perméable. Par ailleurs, elle contribue à la résistance structurale du système de palplanches. La plupart du temps, une bonne partie de la résistance structurale est assurée par l'ajout d'étaiements, ce qui réduit la fiche au minimum requis pour l'assèchement et la stabilité du fond d'excavation. S'il y a lieu, l'action du courant, des glaces et des vagues doit également être prise en compte dans la conception du batardeau.

Si un batardeau en bois est utilisé, le CCDG exige que les planches soient bouvetées et d'une épaisseur supérieure à 75 mm.

Batardeau en pierres

Le batardeau en pierres est un remblai constitué d'un noyau d'étanchéité, d'une couverture faite d'un matériau plus grossier et d'une carapace de protection en pierres. Il arrive parfois que l'entrepreneur utilise une membrane imperméable pour remplacer le noyau. Une coupe type de batardeau en pierres est illustrée à la figure 2.2-1.

Les sols utilisés ne doivent pas contenir de particules plus petites que 5 mm, à moins qu'ils ne soient confinés avec un géotextile ou une géomembrane. Cette importante contrainte oblige l'entrepreneur à utiliser un sol dont la granulométrie offre une étanchéité maximale tout en respectant les exigences du CCDG. Les sols utilisés doivent donc avoir une granulométrie étalée, c'est-à-dire que la grosseur des particules doit être variée pour que le volume de vides soit le plus faible possible. Ces sols ne sont pas fréquemment offerts sur le marché, et la solution de remplacement consiste à concevoir un noyau d'étanchéité à l'aide d'un sol contenant des particules fines au centre du remblai, combiné à un géotextile pour retenir les particules fines et éviter ainsi leur dispersement dans le cours d'eau.

Lorsque le batardeau en pierres est construit en hiver, l'entrepreneur doit éviter d'intégrer des masses gelées aux matériaux utilisés afin de prévenir des infiltrations d'eau ou une rupture de l'ouvrage lors de l'augmentation de la température.

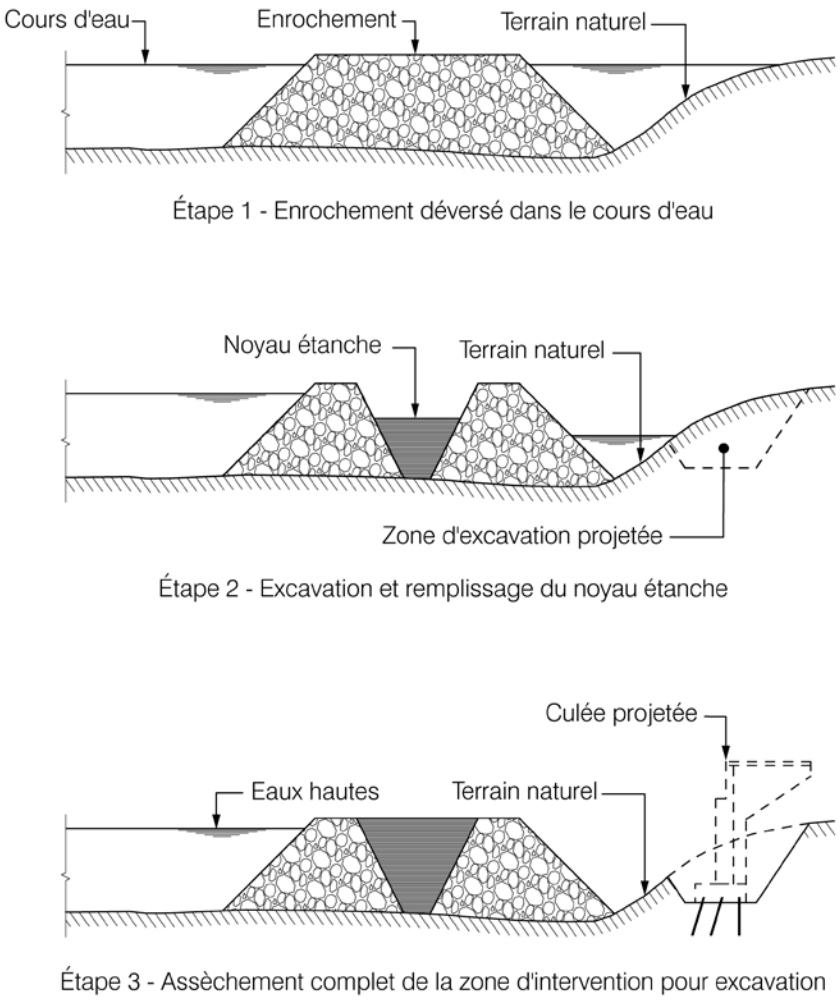


Figure 2.2-1 Exemple de réalisation d'un batardeau en pierres

Batardeau en palplanches métalliques

Le batardeau en palplanches métalliques est une paroi verticale constituée de palplanches fichées dans le sol et rigidifiées au moyen d'étaiements intérieurs appelés *liernes* et *moises*. Si c'est nécessaire en raison d'une trop grande amenée d'eau par le fond, une base d'étanchement est bétonnée sous l'eau pour créer un bouchon au fond du batardeau et assurer sa stabilité et son étanchéité. Des vues en plan et en coupe d'un batardeau, illustrées à la figure 2.2-2, présentent la terminologie employée pour désigner les différents composants.

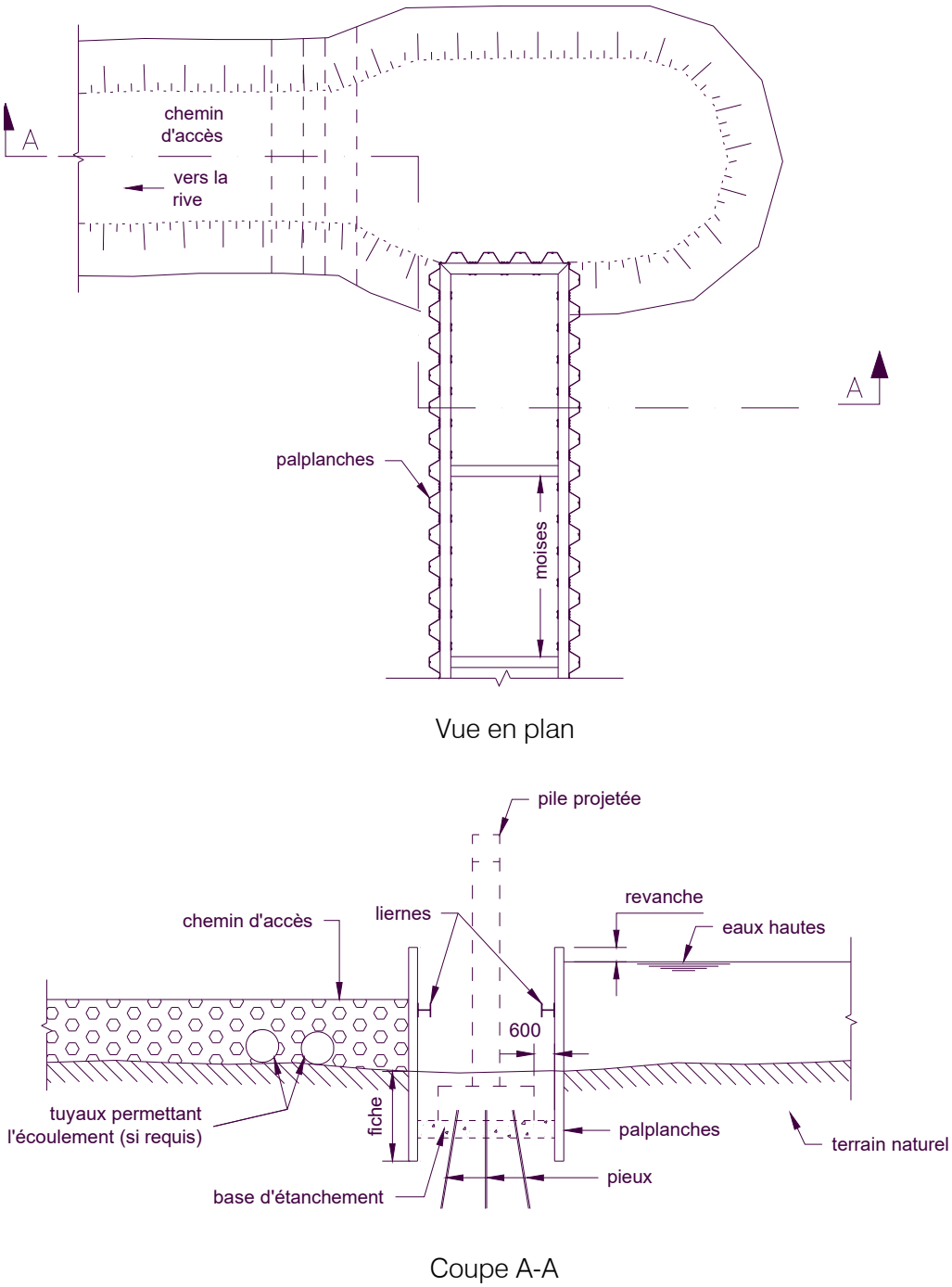


Figure 2.2-2 Exemple de batardeau en palplanches métalliques

La technique la plus courante de construction d'un batardeau en palplanches métalliques consiste à d'abord mettre en place des pieux guides temporaires pour assurer le positionnement adéquat des liernes du batardeau. Les palplanches sont ensuite enfilées et foncées à l'aide d'un marteau ou d'un vibrofonceur sur le pourtour des liernes.

Chemin d'accès

La réalisation d'un batardeau pour une unité de fondation en rivière requiert la mise en place d'un chemin d'accès ou l'utilisation d'une barge pour l'acheminement des matériaux nécessaires à la construction.

Dans certaines circonstances, des ponceaux ou un pont temporaire sur le chemin d'accès doivent être construits pour maintenir une section d'écoulement de l'eau acceptable. Dans tous les cas, le niveau du chemin d'accès doit être suffisamment bas pour favoriser l'écoulement des eaux lors d'une crue. Si le chemin d'accès n'est pas une option envisageable, il est possible d'utiliser un pont temporaire, des passerelles sur pilotis ou des barges pour la réalisation des travaux.

Les matériaux employés pour la réalisation des chemins d'accès doivent respecter les mêmes exigences que celles requises pour la construction d'un batardeau en pierres.

Soutènement temporaire

Un soutènement temporaire est un ouvrage destiné à retenir des sols pour faciliter l'exécution sécuritaire des travaux d'excavation lorsque les pentes d'excavation qu'il serait nécessaire de réaliser sont trop prononcées étant donné la nature des sols en place. Des ouvrages de soutènement peuvent être spécifiés dans les plans et devis ou tout simplement utilisés par un entrepreneur qui veut limiter l'envergure des excavations tout en assurant la stabilité des parois.

Le soutènement temporaire est une paroi verticale constituée de palplanches métalliques fichées dans le sol ou de pieux fichés dans le sol et séparés par un parement en bois. Dans ce dernier cas, le soutènement est communément appelé *mur berlinois*. Le soutènement peut aussi être constitué de simples blocs de béton empilés, de sacs de sable, de gabions ou de plaques d'acier retenues par des pieux fichés dans le sol.

Plusieurs facteurs doivent être pris en compte lors de la conception d'un soutènement temporaire. Ce sont, entre autres, la pression des pierres, les équipements de construction requis, les dimensions des unités de fondation et la présence, le cas échéant, d'ouvrages existants. Il faut aussi tenir compte de l'intégrité des sols sous la fondation, dont le phénomène de boulance.

2.3 MATÉRIAUX

Revêtement de protection

Les pierres utilisées pour la construction des revêtements doivent être conformes aux exigences de la norme 14501 « Enrochement et de revêtement en pierres » du *Tome VII – Matériaux* de la collection Normes – Ouvrages routiers du Ministère, notamment celles relatives à la provenance des pierres (pierres de carrière provenant du dynamitage ou pierres d'une sablière provenant du concassage). Pour les pierres de sablière, le rapport de concassage, tel que défini à la norme, doit être égal ou supérieur à quatre, car il est très important d'avoir des pierres anguleuses qui demeureront bien en place à court et à long terme. Les pierres des champs sont à éviter, car elles sont en général trop arrondies pour les besoins. Pour une pierre autre que de nature ignée ou granitique, un géologue ou un ingénieur-géologue doit effectuer une analyse qualitative pour confirmer que la pierre est massive, concassée avec des arêtes vives (le rapport de concassage est respecté dans le cas des pierres de sablière), et que sont absents tout matériel gélif et plan de faiblesse susceptibles de provoquer sa fragmentation lors de sa mise en place.

Cette analyse doit faire partie de l'attestation de conformité que l'entrepreneur doit remettre au surveillant au moins 7 jours avant la première livraison de pierres. Le surveillant doit donc s'assurer que l'entrepreneur lui remet l'attestation de conformité des pierres avant les travaux.

Attestation de conformité

L'attestation doit aussi contenir les informations suivantes :

- le calibre minimal et le calibre maximal des pierres. Ainsi, lorsqu'une pierre 300-500 est exigée, le calibre minimal doit être de 300 mm et le calibre maximal de 500 mm. Le respect du calibre minimal est particulièrement important, car une pierre trop petite risque de se déplacer lors des crues;
- le pourcentage d'absorption. Pour un ouvrage situé près d'un cours d'eau, un pourcentage d'absorption élevé se traduit généralement par la fragmentation des pierres sous l'effet des cycles de gel et de dégel. Les pierres ainsi fragmentées sont susceptibles d'être entraînées par le courant;
- la densité apparente. En plus de l'absorption, une faible valeur de la densité apparente témoigne de la fragilité de la pierre soumise aux agents atmosphériques (gel/dégel, mouillage/séchage, etc.);
- la confirmation du calibre des pierres. Le calibre des pierres, notamment l'exigence des grosseurs minimale, maximale et celle correspondant à 50 % en masse des pierres, doit être respecté pour qu'elles s'enchâssent bien les unes dans les autres;
- le nom du laboratoire chargé de réaliser les essais de contrôle;
- le lieu de la réserve ou de la zone à exploiter, pour que les pierres livrées sur le chantier proviennent de la réserve qui a fait l'objet des essais et de l'étude du géologue ou de l'ingénieur en géologie, comme l'exige la norme 14501 du Ministère.

Lorsqu'un géotextile est utilisé, il doit être de grade P2 conforme à la norme BNQ 7009-210 « Géotextiles » du *Tome VII – Matériaux* de la collection Normes – Ouvrages routiers du Ministère.

2.4 ASSURANCE DE LA QUALITÉ

L'assurance de la qualité relative aux matériaux doit être faite, notamment, selon les prescriptions du *Guide de surveillance – Chantiers d'infrastructures de transport*.

Les notions d'attestation de conformité pour les pierres des revêtements de protection ont été présentées à la section précédente.

2.5 MISE EN ŒUVRE

Le surveillant doit connaître au préalable les méthodes de réalisation préconisées par l'entrepreneur pour vérifier les mesures applicables, particulièrement celles concernant l'environnement, et s'assurer qu'elles sont respectées. Ces mesures peuvent prendre différentes formes, comme l'obtention de certificats d'autorisation, l'obligation de construire des ouvrages temporaires (batardeaux, soutènements, bermes filtrantes, bassin de sédimentation ou trappe à sédiments), de respecter les périodes d'interdiction de travaux dans les plans d'eau ou de s'assurer de la disponibilité d'équipements spécifiques telle une trousse de récupération des produits pétroliers.

L'eau provenant des opérations d'assèchement des excavations ou des batardeaux doit être traitée conformément aux exigences de la Loi sur la qualité de l'environnement.

Pour plus de détails concernant la protection de l'environnement, se référer aux articles 6.14 « Lois et règlements visant la protection de l'environnement » et 20.3 « Protection des milieux humides et hydriques » du CCDG, au guide terrain *Surveillance environnementale des chantiers routiers* ainsi qu'au devis spécial 185 *Protection de l'environnement.*

2.5.1 Batardeau

Un batardeau est un ouvrage temporaire destiné à isoler la zone des travaux des eaux environnantes pour permettre l'exécution à sec des travaux d'excavation et de ceux concernant la préparation et le remplissage des fondations. Cet ouvrage est principalement utilisé pour la construction ou la réparation d'unités de fondation situées dans un plan d'eau ou à proximité, mais rarement pour un ouvrage de petites dimensions pour lequel il est facile de détourner le cours d'eau en dehors de la zone des travaux.

Un batardeau est demandé dans le devis spécial lorsque le site devant recevoir une unité de fondation d'un pont est habituellement submergé. Dans ce cas, un batardeau est aussi requis pour la réparation de surfaces de béton. Il peut arriver qu'un batardeau soit nécessaire même s'il n'est pas prévu au bordereau des quantités; cette situation se présente lorsque le site qui n'est pas habituellement submergé l'est dans les faits à la date des travaux. Cette façon de faire, recommandée à tous les concepteurs, vise à éliminer les risques de litige avec l'entrepreneur quant au paiement d'un batardeau qui, en réalité, n'aurait pas été réalisé. L'entrepreneur assume donc les risques financiers associés à cette pratique, soit en construisant un batardeau à ses frais, soit en attendant une décrue des eaux. L'entrepreneur est tenu de réaliser les travaux à sec en toutes circonstances, sauf si le bétonnage sous l'eau est expressément demandé dans les documents contractuels.

Les experts dans le domaine considèrent qu'un batardeau doit être traité comme un ouvrage permanent. Les charges sont diverses et certaines sont complexes à évaluer (p. ex. : glace, vent) en plus d'être variables en fonction du moment de l'année et des étapes de construction. Les causes de rupture sont nombreuses. De plus, lorsqu'un accident survient, les risques de pertes de vie sont très élevés, particulièrement dans le cas des batardeaux en palplanches métalliques.

Il existe deux grands types de batardeaux :

- ceux composés de digues en pierres, de blocs de béton, de sacs de sable, de conteneurs ou autres;
- ceux formés par des rideaux (palplanches métalliques ou mur berlinois).

Exceptionnellement, en eau profonde, des caissons sous pression peuvent être utilisés. Pour les besoins du présent manuel, seuls les batardeaux en pierres et en palplanches métalliques sont traités puisqu'ils sont les plus couramment rencontrés sur les chantiers du Ministère. Si un batardeau de type mur berlinois combiné à un remblai en pierres est utilisé, l'information présentée dans ce chapitre s'applique généralement à sa construction.

Pendant les travaux de construction du batardeau, le surveillant doit noter pour référence future les caractéristiques de la pierre et des autres matériaux (sols, matériaux granulaires, géomembrane, géotextile, etc.) utilisés et la composition d'un batardeau en pierres. Dans le cas d'un batardeau en palplanches métalliques, il doit noter les longueurs et la profondeur d'enfoncement des palplanches, la durée et la méthode de fonçage, les obstacles rencontrés et le niveau de l'eau. Il ne doit pas hésiter à noter toute autre information qui pourrait s'avérer utile lors d'une éventuelle réclamation. En tout temps, il est conseillé de prendre plusieurs photos et vidéos montrant les différentes étapes des travaux pour appuyer adéquatement les observations du journal de chantier.

Note

Une attention particulière doit être accordée aux opérations en cours si un vibrofonceur est utilisé dans l'argile. En effet, certains dépôts d'argile pourraient perdre leur résistance sous l'effet des vibrations, ce qui nuirait à la stabilité des palplanches et, possiblement, à la capacité des sols de fondation. À cet effet, le surveillant doit s'assurer que l'utilisation du vibrofonceur n'est pas proscrite au devis spécial. Si l'information ne s'y trouve pas, il doit consulter l'étude géotechnique.

Mentionnons qu'il ne faut pas enfoncer jusqu'au fond une palplanche que l'on vient d'enfiler, en raison d'un risque de bourrage des enclenchements qui rendrait l'enfilement des palplanches adjacentes plus difficile. Afin d'empêcher leur déformation, il faut plutôt enfoncer un groupe de palplanches reliées entre elles.

Si des difficultés de fonçage de palplanches surviennent, des méthodes telles que le préforage ou la construction de tranchées d'argile pourraient être mises de l'avant par l'entrepreneur pour faciliter leur enfoncement. Le cas échéant, le surveillant doit s'assurer que l'entrepreneur a adapté sa méthode de travail afin que les opérations n'altèrent pas les sols qui supporteront la future unité de fondation, qu'elle soit superficielle ou profonde.

Dans le même ordre d'idées, si l'entrepreneur juge qu'il est nécessaire de réaliser un essai de pompage pour confirmer sa méthode d'assèchement, l'essai doit être réalisé suffisamment loin de l'emprise de la semelle projetée pour que les opérations n'altèrent pas les sols qui supporteront la future unité de fondation.

Dans tous les cas, lorsque de tels travaux préparatoires sont entrepris à proximité d'une future unité de fondation, le surveillant doit documenter soigneusement la position (x, y, z) des excavations effectuées, la géométrie de ces excavations, les matériaux de remplissage utilisés par la suite, etc.

Dimensions du batardeau

Le CCDG exige que le batardeau soit construit de manière à retenir les eaux hautes et à préserver les sols sous le niveau de l'excavation. En effet, le fond de fouille pourrait être instable, selon la résistance des sols en place et des niveaux d'eau, principalement.

La hauteur des eaux pendant les travaux variant selon la période de construction, cette dernière se situe habituellement dans des moments où le niveau des eaux n'est pas maximal. Pour ces raisons, l'entrepreneur peut vouloir construire son batardeau à un niveau inférieur à celui des eaux hautes afin d'en diminuer l'ampleur et d'en accélérer la construction. Il est de pratique courante d'accepter cette proposition en précisant à l'entrepreneur qu'il le fait à ses risques et qu'il devra assumer tous les coûts engendrés par un niveau des eaux supérieur à celui pour lequel il a projeté son batardeau.

Les dimensions horizontales d'un batardeau en palplanches doivent excéder d'au moins 600 mm le pourtour de la base de l'ouvrage. Cette exigence du CCDG vise à faciliter la mise en place des coffrages. De plus, les dimensions du batardeau doivent permettre la mise en place des pieux inclinés. En effet, il faut s'assurer que les pieux peuvent passer sous les palplanches, notamment si l'entrepreneur désire enfoncer davantage les palplanches pour contrer les infiltrations d'eau.

Avis de l'entrepreneur

Selon le CCDG, à la suite de la construction du batardeau, l'entrepreneur doit remettre au surveillant un avis écrit, signé par un ingénieur, indiquant que le batardeau est construit conformément au plan soumis. Cet avis doit faire référence au plan soumis au surveillant ou, le cas échéant, au plan révisé lors de la construction du batardeau. L'avis doit être remis avant l'assèchement du batardeau. S'il n'est pas nécessaire que l'ingénieur signataire de cet avis soit celui qui a préparé le plan du batardeau, il doit avoir lui-même, et sans délégation, inspecté le batardeau construit. Cette exigence du CCDG est nécessaire en raison de l'importance d'avoir l'avis le plus éclairé possible.

La construction d'un batardeau en pierres devrait être effectuée de la manière la plus rigoureuse et robuste possible, malgré les nombreuses difficultés qui lui sont associées et ses coûts, souvent sous-estimés par l'entrepreneur. Des infiltrations d'eau sont à craindre lors de la réalisation de l'élément à bétonner, ce qui peut entraîner des éboulis, des travaux de consolidation du batardeau et beaucoup de temps perdu.

Puisqu'il peut être difficile, pour l'ingénieur chargé de délivrer l'avis, de juger de la composition exacte du batardeau en pierres une fois celui-ci réalisé, ou de l'enfoncement exact des palplanches, le cas échéant, cet ingénieur doit être présent lors de la construction du batardeau. Cette précaution vise à ce que le Ministère soit assuré que l'ouvrage est bel et bien construit selon les exigences du plan soumis.

Bien que l'entrepreneur doive remettre un avis écrit confirmant que le batardeau est construit selon le plan soumis, le surveillant doit lui aussi s'assurer, au fur et à mesure de la construction, que l'ouvrage respecte bien le plan.

Assèchement du batardeau

Cette activité représente souvent l'opération la plus délicate et la plus risquée de la construction d'un batardeau, surtout s'il est constitué de palplanches métalliques. En effet, l'eau à l'intérieur du batardeau assure l'équilibre des pressions sur ses parois. Lorsqu'elle est pompée vers l'extérieur, cet équilibre est rompu et les pressions deviennent maximales sur les composants. La résistance du batardeau est donc sollicitée dès le début des opérations de pompage.

Pendant l'assèchement du batardeau, la pression sur ses composants augmente au fur et à mesure que le niveau d'eau baisse à l'intérieur de celui-ci. Pour cette raison, le surveillant doit veiller à ce qu'un représentant de l'entrepreneur en autorité sur le chantier soit présent et vigilant durant l'opération. Pour rigidifier un batardeau en palplanches métalliques, le plan pourrait prévoir l'installation d'étaiements intérieurs au fur et à mesure de l'abaissement du niveau de l'eau. La séquence de mise en place de ces étaiements doit apparaître sur les plans d'atelier du batardeau.

Bien que cette tâche revienne d'abord à l'entrepreneur, le surveillant doit être vigilant lors de l'assèchement du batardeau afin de déceler d'éventuelles déformations de ses composants ainsi que tout bruit suspect. Il ne doit pas hésiter à informer l'entrepreneur de toute anomalie qu'il constate et, au besoin, à suspendre les travaux lorsqu'il juge que la sécurité des travailleurs est menacée.

Il est fortement recommandé de conserver sur le chantier une pompe de rechange rapidement opérationnelle afin d'éviter le remplissage complet du batardeau en cas de bris des pompes en fonction.

Une base d'étanchement peut être utilisée lorsque l'assèchement d'un batardeau mis en place dans un sol granulaire est problématique. Installer une base d'étanchement consiste à recouvrir le fond de l'excavation d'une couche de béton dont l'épaisseur dépend de la hauteur d'eau à contrer (1 m de béton pour 2,4 m d'eau). La base de béton est surtout utilisée en présence d'un batardeau en palplanches métalliques, mais elle peut être nécessaire à l'intérieur d'un batardeau constitué de matériaux granulaires.

Lorsque les conditions de sol révélées par les sondages géotechniques laissent entrevoir des difficultés d'assèchement du batardeau, le concepteur peut déjà avoir prévu, aux plans et devis, l'utilisation d'une base d'étanchement. L'entrepreneur peut aussi décider, de son propre chef, d'en utiliser une, même si les plans et devis n'en font pas mention. Le surveillant doit alors consulter le concepteur afin d'obtenir son approbation. Ce dernier devra décider s'il est préférable d'abaisser davantage le fond de l'excavation ou de relever le niveau de la fondation de l'ouvrage.

Une fois les pieux enfoncés, et avant de construire une base d'étanchement, il est recommandé de faire un relevé du fond de l'excavation pour s'assurer que ce dernier est relativement parallèle à la base de l'ouvrage et de ne pas utiliser un volume trop important de béton. Mentionnons que les dépressions peuvent être comblées au moyen d'un matériau granulaire, alors que les monticules doivent être aplanis. Ce relevé s'effectue soit avec une perche, soit avec une pesée attachée au bout d'une corde, soit par arpentage selon un réseau de points suffisamment serré pour que toute anomalie de nivellement soit décelée.

Bien qu'une base d'étanchement soit rarement nécessaire dans le cas d'une fondation qui repose sur le roc, si la situation se présente, l'entrepreneur doit se conformer en tout point aux exigences de la partie 2.5.3.2 « Fond des excavations » du présent chapitre. Dans ce cas, en plus de vérifier le nivellement, il faut inspecter le fond à l'aide d'une caméra vidéo, comme stipulé au CCDG, pour s'assurer que le roc est sain et bien nettoyé. Cette caméra vidéo est fixée au casque d'un plongeur si l'entrepreneur ne réussit pas à réduire suffisamment la turbidité de l'eau. C'est le surveillant qui dirige les mouvements du plongeur à partir d'un moniteur. Le surveillant doit être vigilant et ne doit pas hésiter à demander au plongeur de pousser sur tel affleurement rocheux ou de passer sa main à un endroit précis pour s'assurer que le roc est sain et complètement nettoyé sous la future semelle.

Le bétonnage sous l'eau de la base d'étanchement doit être exécuté selon les exigences indiquées dans le chapitre 4 « Ouvrages en béton » de ce manuel, mais il n'est pas nécessaire d'utiliser un béton antilessivage (de type XV), puisque l'eau est normalement plus ou moins stagnante et que, en fin de compte, la base de béton n'est pas structurale. Cependant, s'il s'avère qu'une tête d'eau provoque des infiltrations susceptibles de lessiver le béton, il est alors recommandé d'utiliser du béton antilessivage (de type XV).

Important

Il est important de respecter les autres exigences relatives au bétonnage sous l'eau, notamment celles qui concernent l'utilisation d'une pompe à béton, le bétonnage avec maintien de la ligne de pompage dans le béton ainsi que la température de l'eau supérieure à 5 °C, et ce, même lorsqu'un autre type de béton que le type XV est employé. Il faut effectuer le bétonnage sur toute la surface délimitée par le batardeau tout en s'assurant que le dessus de la base est le plus horizontal possible.

L'entrepreneur doit attendre que le béton ait au moins 10 MPa avant de commencer les travaux d'assèchement. Après l'assèchement, le surveillant doit vérifier que le dessus de la base d'étanchement est horizontal; si ce n'est pas le cas, la situation doit être rectifiée après consultation du concepteur. Avant de procéder au bétonnage de la semelle de l'ouvrage, il faut préparer la surface de la base d'étanchement de béton selon les exigences du chapitre 4 « Ouvrages en béton » de ce manuel.

Suivi du comportement d'un batardeau

Une fois le batardeau construit, le surveillant doit suivre son comportement jusqu'à sa démolition complète. Bien que cette responsabilité revienne d'abord à l'entrepreneur et aux ouvriers travaillant à l'intérieur du batardeau, le surveillant doit inspecter ce dernier pour déceler d'éventuelles déformations de ses composants et des signes d'érosion à ses abords. Il doit aussi surveiller, particulièrement lors de l'assèchement du batardeau et de variations importantes du niveau du cours d'eau, l'apparition soudaine de toute perturbation de l'écoulement de celui-ci, notamment des remous, des tourbillons, ainsi qu'une dépression ou un rehaussement localisé du niveau de l'eau.

Pour suivre le comportement du batardeau, l'entrepreneur doit effectuer des relevés par arpentage dont le surveillant doit prendre connaissance afin de les comparer avec ses propres observations. Cette manière de faire est généralement suffisante pour que l'entrepreneur effectue son travail de contrôle. Il doit notamment inspecter les pièces métalliques des batardeaux en palplanches, l'érosion au pourtour d'un batardeau en pierres à la suite d'une vérification attentive sous le niveau de l'eau au moyen d'une perche, et le niveau des eaux. Ces relevés sont normalement effectués quotidiennement, mais leur fréquence peut être plus élevée en cas de crue des eaux.

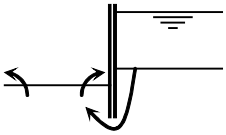
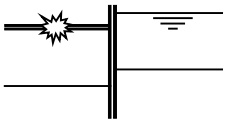
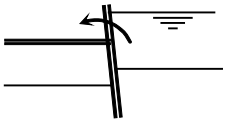
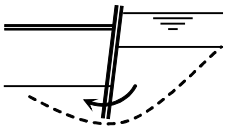
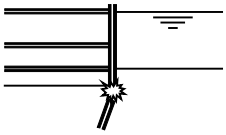
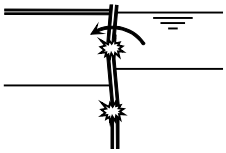
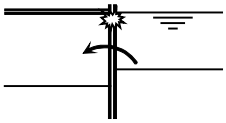
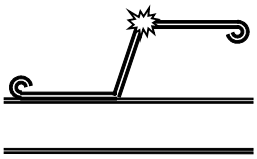
Note

Le surveillant ne doit pas hésiter à informer l'entrepreneur de toute anomalie qu'il constate et, au besoin, à suspendre les travaux lorsqu'il juge que la sécurité des travailleurs est menacée.

Palplanches métalliques

Compte tenu des risques élevés de rupture d'un batardeau en palplanches métalliques et des signes précurseurs peu perceptibles de la rupture, le tableau 2.5-1 présente les plus courants.

Tableau 2.5-1 Modes de rupture d'un batardeau en palplanches métalliques

Description de la rupture	Illustration	Signes précurseurs perceptibles	Vérification
Soulèvement du fond du batardeau		Aucun en général, mais possibles infiltrations de sédiments et eaux troubles	Longueur de la fiche, par abaques ou calculs
Flambement de l'étaiement intérieur (moise)		Aucun en général, mais possibles craquements et bris de boulons ou de soudures	Résistance de la moise
Renversement du mur de palplanches		Déplacement du mur	Équilibre du mur
Glissement (stabilité de l'ensemble)		Aucun en général, mais possibles mouvements des palplanches	Longueur de la fiche
Flexion longitudinale de la palplanche		Courbure très forte à la base de la palplanche	Résistance de la palplanche
Flexion longitudinale de la palplanche		Courbure très forte des palplanches	Résistance de la palplanche
Cisaillement de la palplanche		Aucun en général, mais possibles mouvements des palplanches	Résistance de la palplanche
Flexion transversale de la palplanche		Courbure transversale très forte des palplanches	Résistance de la palplanche

Enlèvement du batardeau

L'enlèvement du batardeau doit se faire de l'aval vers l'amont pour que soient diminués le plus possible le rejet de matières fines dans le cours d'eau ainsi que les efforts sur le batardeau en cours de démolition. Il faut l'enlever de façon à éviter que les équipements ou les composants du batardeau n'endommagent les ouvrages en place.

> Note
>
> Pour éviter tout risque d'accident lors de l'enlèvement de batardeau en pierres par temps froid, l'entrepreneur doit d'abord fragmenter les matériaux gelés de sa partie supérieure.

Lorsque le devis spécial le permet, l'entrepreneur peut couper les palplanches métalliques au niveau du dessus de la semelle. Sinon, il doit les enlever complètement. Le cas échéant, les éléments demeurant en place doivent figurer aux plans « tel que construit ».

En présence de sols susceptibles d'être liquéfiés (sable lâche, argile très sensible), le surveillant doit être attentif aux vibrations que le retrait des palplanches peut générer. Ces vibrations pouvant endommager la structure nouvellement construite et créer des tassements différentiels dans les sols sous-jacents, le contrôle des vibrations est nécessaire. La section 3.5.1 de ce manuel donne plus de détails sur ce contrôle.

Rappelons enfin que l'article 15.2.6.1 du CCDG précise que le prix du batardeau inclut son enlèvement.

2.5.2 Soutènement temporaire

Selon le CCDG, à la suite de la construction du soutènement temporaire, l'entrepreneur doit remettre au surveillant un avis écrit, signé par un ingénieur, indiquant que le soutènement est construit conformément au plan soumis. L'avis doit préciser la nature du sol sur lequel le soutènement repose et faire référence au plan soumis au surveillant ou, le cas échéant, au plan révisé lors de la construction du soutènement. L'avis doit être remis au surveillant dès que le soutènement est finalisé. S'il n'est pas nécessaire que l'ingénieur signataire de cet avis soit celui qui a préparé le plan du soutènement, il doit avoir lui-même, et sans délégation, inspecté le soutènement construit. Cette exigence du CCDG est nécessaire en raison de l'importance d'avoir l'avis le plus éclairé possible.

Pendant les travaux de construction du soutènement, le surveillant doit noter pour référence future la nature et le niveau des sols, les longueurs et les profondeurs d'enfoncement des palplanches ou des pieux, la durée et la méthode de fonçage, les obstacles rencontrés et toute autre information qui pourrait s'avérer utile lors d'une éventuelle réclamation.

Comme mentionné précédemment dans le cas des batardeaux en palplanches métalliques, une attention particulière doit être accordée aux opérations en cours si un vibrofonceur est utilisé dans l'argile. Certains dépôts d'argile pourraient perdre leur résistance sous l'effet des vibrations, ce qui nuirait à la stabilité des palplanches et, possiblement, à la capacité des sols de fondation. Ici également, il est conseillé de prendre plusieurs photos et vidéos montrant les différentes étapes des travaux afin d'appuyer adéquatement les observations du journal de chantier.

Bien que l'entrepreneur doive remettre un avis écrit confirmant que le soutènement est construit selon le plan soumis, le surveillant doit lui aussi s'en assurer. Puisqu'il peut être difficile pour l'ingénieur chargé de délivrer l'avis de conformité de juger de la profondeur d'enfoncement des palplanches ou des pieux d'un mur berlinois une fois celui-ci réalisé, cet ingénieur doit être présent lors de la construction du soutènement.

Lorsque le soutènement en palplanches métalliques est construit à l'emplacement et aux dimensions exactes de l'élément à bétonner, l'entrepreneur peut l'utiliser comme coffrage après avoir obtenu l'autorisation du surveillant. Cette autorisation est donnée après l'approbation du concepteur de la structure.

Il faut enlever le soutènement de façon à ce que les équipements ou les composants du soutènement n'endommagent pas les ouvrages en place. Selon le CCDG, tous les matériaux du soutènement doivent être enlevés. Cependant, l'entrepreneur peut couper les éléments métalliques, comme les palplanches ou les pieux, au niveau de la profondeur de la transition « P » (fonction de l'indice de gel telle qu'elle est déterminée avec le tableau 1.10-1, « Terrassements », du tome 1 des normes du Ministère), mesurée sous le profil final du revêtement et toujours sous la ligne d'infrastructure routière ou de la base du revêtement de protection. Le cas échéant, les éléments métalliques demeurant en place doivent figurer au plan « tel que construit ». Ils ne doivent jamais interférer avec la bonne mise en œuvre des transitions routières aux approches d'une structure.

2.5.3 Excavation

Le surveillant doit tenir compte du fait que tout sondage géotechnique n'est présumé exact qu'au point où il a été exécuté. Il arrive souvent qu'une unité de fondation ne soit pas située en ce point précis lors de la conception du pont, ce qui peut entraîner des différences entre ce que laissait entrevoir le sondage et les travaux d'excavation, particulièrement lorsqu'il s'agit d'une fondation sur le roc. Le surveillant doit être présent lors des travaux d'excavation et être attentif tout au long de leur exécution. Lors de l'excavation, il doit vérifier la concordance entre les sols de fondation en place et ceux décrits dans les rapports de sondage. Il doit signaler au concepteur toute anomalie ou tout écart important.

Dans le cas d'une fondation superficielle appuyée sur le sol, le surveillant doit impérativement faire appel à l'ingénieur en géotechnique mandaté par la direction générale territoriale pour assurer un accompagnement ou une surveillance géotechnique pendant la mise en œuvre des excavations et pour attester le fond de l'excavation. Dans les cas particuliers où les forages de l'étude géotechnique ont été réalisés à une distance considérable de l'emprise de la semelle et que les sols excavés ne sont pas ceux attendus, des sondages complémentaires pourraient être demandés par le surveillant en géotechnique pour l'aider dans son analyse. Dans le cas d'une fondation superficielle au roc, l'attestation du fond d'excavation doit également être faite par le laboratoire responsable de l'assurance qualité ou via un mandat d'accompagnement géotechnique, selon ce qui a été prévu par le Ministère.

Pendant les travaux d'excavation, le surveillant doit noter, pour référence future, la nature exacte des sols excavés et du fond des excavations ainsi que toute autre information qui pourrait s'avérer utile lors d'une éventuelle réclamation. Il est également conseillé de prendre plusieurs photos et vidéos montrant les différentes étapes des travaux afin d'appuyer adéquatement les observations du journal de chantier. Les photos et vidéos doivent inclure des repères qui indiquent l'ordre de grandeur des éléments y apparaissant.

Déblais de première et de deuxième classe

Au même titre que les travaux d'excavation requis pour la construction d'une route, les excavations pour ouvrages d'art comportent deux classes de déblais, soit ceux de première classe et ceux de deuxième classe. Les déblais de première classe comprennent le roc solide, les revêtements en béton, les blocs de roc de plus de 1 m^3 ainsi que les ouvrages massifs en béton, en pierres ou en maçonnerie cimentées.

Il n'est pas nécessaire d'utiliser des explosifs pour que des matériaux d'excavation soient considérés comme des déblais de première classe. En effet, le CCDG précise que les matériaux d'excavation de cette classe peuvent être fragmentés au moyen d'explosifs ou d'un matériel à percussion. Il peut être difficile de juger si un roc très fracturé est un déblai de première classe. Dans le doute, le surveillant peut consulter les experts en la matière de sa direction générale territoriale ou de la Direction générale des structures. Les sols gelés ne sont cependant pas considérés comme des déblais de première classe.

Le surveillant doit prendre connaissance des exigences du CCDG concernant le sautage de masse au moyen d'explosifs. Il doit connaître, entre autres, le plan, l'horaire et le journal de tir. Le plan de tir est un document préparé par un spécialiste en explosifs; il doit être signé et scellé par un ingénieur et remis au surveillant pour information. Ce dernier doit s'assurer que l'entrepreneur respecte les exigences du plan de tir. L'horaire de tir doit être remis au surveillant au moins 24 heures avant tout dynamitage.

Cette exigence du CCDG vise à ce que le surveillant puisse planifier ses travaux et soit informé des entraves possibles à la circulation. Le journal de tir, quant à lui, doit être remis au surveillant immédiatement après chaque dynamitage; ce journal est conservé pour référence future.

Bien que le contrôle des vibrations et des émanations de monoxyde de carbone lors du dynamitage soit du ressort de l'entrepreneur, le surveillant doit vérifier que l'entrepreneur prend toutes les précautions nécessaires, comme le stipule la section 11 « Terrassements » du CCDG. L'entrepreneur doit remettre au surveillant une copie des résultats de ses relevés pour référence future.

Mentionnons que l'utilisation d'explosifs est réglementée par le *Code de sécurité pour les travaux de* construction (section IV manutention et usage des explosifs).

Pour préserver les services publics existant sur le site des travaux durant les travaux de dynamitage, l'entrepreneur doit s'entendre avec leurs propriétaires relativement aux mesures de protection à prendre, notamment lorsqu'il s'agit d'un aqueduc, d'un égout, d'un gazoduc, d'une ligne électrique ou téléphonique, ou d'un chemin de fer. Cette exigence de la section 6.13 « Obstacles dans l'emprise » du CCDG vise à ce que ces équipements soient protégés. Pour s'assurer que l'entrepreneur est au courant de ses obligations, le surveillant doit ajouter ce sujet à l'ordre du jour d'une réunion de chantier pour l'en informer de façon officielle.

Destination des matériaux excavés

L'article 15.2.5.5 du CCDG exige que les matériaux excavés ne soient pas réutilisés à l'intérieur du volume théorique défini pour le remplissage des excavations et des remblais des ouvrages d'art, à moins d'indication contraire dans les plans et devis. Cette exigence du CCDG vise à ce que soit assurée la qualité des matériaux granulaires mis en place à proximité des ouvrages ou à leur contact. Autour des ponceaux, le remplissage des excavations et la mise en place du remblai doivent être réalisés selon les indications des plans et devis. Les matériaux excavés peuvent être réutilisés en dehors du volume théorique défini au CCDG ou dans un projet de travaux routiers connexes, le cas échéant. Dans cette dernière situation, il revient à l'entrepreneur de s'entendre avec le surveillant de ce projet routier pour savoir s'il accepte ou non l'utilisation des matériaux excavés dans son projet.

Avis écrit

Afin d'éviter le remaniement du fond des excavations, qui pourrait être difficile à déceler *a posteriori* par le surveillant, l'entrepreneur doit lui donner un avis écrit d'au moins 24 heures pour préciser la date et l'heure du début de l'excavation des 500 derniers millimètres, lorsque l'ouvrage n'est pas construit sur des pieux ou sur le roc. L'excavation finale est alors réalisée avec précaution, juste avant la mise en place des coffrages de la semelle.

2.5.3.1 Dimensions des excavations

Le CCDG précise clairement que les dimensions théoriques des excavations dépendent de celles de l'ouvrage décrit dans les plans et devis. Lorsque le Ministère paie les travaux d'excavation selon les quantités théoriques, l'entrepreneur doit assumer les coûts supplémentaires tant de l'excavation que des éventuels travaux de correction si les dimensions prévues sont dépassées. Par exemple, si les plans spécifient que la semelle doit être confinée au roc, l'entrepreneur n'est pas payé pour le béton supplémentaire requis s'il a dépassé les dimensions indiquées dans les plans.

Dans un sol autre que le roc solide, la stabilité des pentes d'excavation doit respecter les exigences de la Commission des normes, de l'équité, de la santé et de la sécurité du travail (CNESST) et celles qui peuvent être indiquées dans le devis spécial. En effet, le devis spécial ou l'étude géotechnique peuvent mentionner des pentes d'excavation spécifiques lorsque le sol est particulièrement instable.

Mentionnons que, dans le roc solide, les parois de l'excavation peuvent servir de coffrage, puisqu'elles sont pratiquement verticales. Si le roc n'est pas découpé aux dimensions stipulées, des coffrages, facilement étayés contre le roc, doivent être mis en place. Lorsque des pentes d'excavation sont effectuées (dans le sol ou dans un roc friable), ou lors de l'utilisation de palplanches métalliques, une largeur de 600 mm entre la base de la pente d'excavation ou les palplanches et les coffrages est exigée pour faciliter la mise en place de ces derniers.

2.5.3.2 Fond des excavations

Une fois le niveau du fond de l'excavation atteint, le surveillant doit vérifier que celui-ci est conforme aux exigences du CCDG.

Lorsque la fondation superficielle repose sur le sol, le surveillant doit d'abord s'assurer que les sols en place correspondent bien à ceux décrits aux rapports des sondages. Il faut éviter de bâtir une assise sur des sols de capacité différente, soit, par exemple, une partie sur le roc et une autre sur un sol granulaire.

En cas de non-conformité avec les rapports des sondages, le surveillant doit consulter le concepteur, qui, à son tour, contacte l'ingénieur auteur de l'étude géotechnique. En effet, si le géotechnicien a établi la valeur de la capacité portante des sols à partir des sondages effectués, il importe que le concepteur soit mis au courant de tout écart important quant à la nature des sols pour que les dimensions des semelles soient ajustées selon la capacité portante réelle. Le surveillant doit ensuite veiller à ce que le fond des excavations soit parallèle à la base de l'ouvrage. Cette dernière est généralement horizontale ou disposée en gradins, eux-mêmes horizontaux. Pour ce type de fondation, il faut s'assurer que la capacité portante de l'unité de fondation est uniforme pour respecter les exigences des plans et devis. Il est donc nécessaire que les sols instables ou remaniés soient stabilisés ou remplacés par un remblai contrôlé. Les sols gelés doivent également être remplacés aux frais de l'entrepreneur.

Toujours dans le cas d'une fondation superficielle, il faut respecter l'exigence du CCDG relative à l'utilisation d'un godet lisse (sans dents) pour effectuer l'excavation finale (500 derniers millimètres de sol au-dessus de l'élévation prévue du fond de l'excavation), juste avant la mise en place des coffrages de la semelle ou de l'élément préfabriqué, de façon à ne pas remanier le fond de l'excavation.

Le surveillant doit faire appel à l'ingénieur en géotechnique mandaté par le Ministère pour qu'il vienne au chantier attester la conformité du fond de l'excavation. Cet ingénieur en géotechnique aura préalablement reçu un mandat d'accompagnement géotechnique, ou de surveillance géotechnique selon la complexité du cas. Il pourrait faire partie du laboratoire responsable de l'assurance qualité des matériaux ou être l'auteur de l'étude géotechnique (ou les deux).

S'il s'agit d'une fondation qui repose sur le roc, celui du fond des excavations doit être sain. Un roc sain est sans fissures, non fragmenté et dépourvu d'irrégularité. Si le roc n'est pas sain, le surveillant doit consulter le concepteur pour que ce dernier évalue, de concert avec l'ingénieur auteur de l'étude géotechnique, la capacité portante du roc en place et qu'il modifie au besoin les dimensions des semelles. Mentionnons qu'un roc est de bien piètre qualité si sa capacité est inférieure à celle d'un remblai contrôlé compacté adéquatement.

La profondeur d'encastrement de la semelle dans le roc doit être au minimum de 300 mm. Si un confinement supérieur au roc est spécifié, le surveillant doit s'assurer que la profondeur d'excavation dans le roc est suffisante pour permettre sa réalisation. La surface du roc doit être nette et rugueuse avant le bétonnage. Le plancher rocheux doit être horizontal (parallèle à la semelle) ou découpé en gradins horizontaux s'il présente une pente supérieure à 15°.

La surface rocheuse doit être débarrassée de tous débris de roc ou de parties lâches, de cailloux, de graviers, de sol ou de matière organique. Mentionnons qu'il est plus facile de nettoyer une surface rocheuse lorsqu'il n'y a plus d'eau sur le fond des excavations. L'utilisation d'un jet d'air ou d'eau, peu de temps avant le bétonnage, complète habituellement le travail de nettoyage, assurant ainsi une assise adéquate, libre de toutes particules fines. Le nettoyage des surfaces rocheuses est requis pour favoriser la friction nécessaire entre le roc et la base de l'ouvrage; il permet également de ne pas altérer les caractéristiques du béton au contact du roc.

Le CCDG exige que l'entrepreneur donne au surveillant un avis écrit d'au moins 24 heures avant d'entreprendre la mise en place des coffrages ou la poursuite des travaux lorsqu'il n'y a pas de coffrages (cas des ouvrages préfabriqués). Cet avis est demandé pour que le surveillant puisse vérifier adéquatement le fond des excavations, comme c'est décrit précédemment.

Une fois cette vérification effectuée et les corrections apportées à sa satisfaction, le surveillant remet à l'entrepreneur un avis écrit l'autorisant à procéder à la mise en place des coffrages ou des éléments préfabriqués. Rappelons que cette autorisation donne au surveillant le temps requis pour faire une vérification valable du fond des excavations.

Après la remise de l'autorisation, le fond des excavations ne doit pas subir d'altérations, qu'elles soient attribuables à la circulation, aux intempéries ou à toute autre cause. Si des altérations surviennent, l'entrepreneur doit, à ses frais, remplacer le sol remanié ou le densifier de manière à ce qu'il recouvre sa capacité portante initiale. Contractuellement, le surveillant doit se référer à la section 6.10 « Responsabilité relative aux ouvrages » du CCDG pour faire réaliser ces travaux.

Ancrage au roc

Des ancrages sont parfois prévus aux plans et devis pour retenir la semelle. Ces ancrages doivent être réalisés conformément aux plans et devis, surtout en ce qui concerne leur emplacement et la profondeur des trous. D'autres exigences, comme le nettoyage des trous et le diamètre des tiges métalliques des ancrages, sont importantes pour que la semelle soit ancrée adéquatement. Les spécifications relatives aux ancrages au roc sont données dans le devis spécial.

2.5.3.3 Assèchement des excavations

Les excavations doivent être asséchées et maintenues à sec le temps nécessaire à l'exécution des ouvrages. L'eau doit être captée dans des rigoles creusées en dehors de la surface requise pour la fondation et rejetée loin de celle-ci.

L'exigence relative à un fond d'excavation sec s'impose pour que le béton ne soit pas mis en place sur une surface détrempée, ce qui aurait pour effet d'augmenter le rapport eau/liant du béton en contact avec le fond d'excavation et, par conséquent, d'affecter sa durabilité. Mentionnons qu'un fond d'excavation sec signifie simplement un fond non recouvert d'eau libre. Un fond d'excavation dont les matériaux sont humides en surface peut être considéré comme sec.

Le devis spécial pourrait également exiger de l'entrepreneur qu'il s'adjoigne un ingénieur géotechnicien ou hydrogéologue pour préparer un plan de gestion des excavations et de rabattement de la nappe phréatique. Cette mesure est nécessaire lorsque des pressions artésiennes ou un risque de soulèvement de fond de fouille ont été identifiés à l'étude géotechnique. Le rabattement de la nappe captive consiste entre autres à installer des pompes dans des couches de sol situées en profondeur et à faire le suivi des pressions d'eau jusqu'à l'atteinte des valeurs indiquées au plan de gestion. L'entrepreneur doit remettre pour information au surveillant, au moins deux semaines avant le début des travaux d'excavation, le plan de gestion signé par l'ingénieur qui l'accompagne.

2.5.4 Coussin

Après avoir inspecté le fond des excavations, le surveillant détermine s'il est pertinent ou non d'exiger un coussin si ce dernier n'est pas déjà prévu au plan. En cas de doute, il peut prendre la décision de concert avec le concepteur ou le géotechnicien auteur de l'étude.

Coussin de support

Le coussin de support est utilisé lorsqu'une fondation repose directement sur un sol ou, dans de rares cas, sur un roc. Il favorise la répartition uniforme des charges transmises par l'ouvrage et doit fournir une capacité portante au moins aussi grande que celle du sol ou du roc sur lequel il repose. S'il n'est pas réalisé à sec, il faut utiliser une base d'étanchement.

Il peut être réalisé au moyen de matériaux granulaires ou de béton.

Pour une semelle reposant sur le sol, un coussin en matériaux granulaires est généralement spécifié dans les plans et devis. Il aura une épaisseur minimale de 150 mm, mais atteignant le plus souvent 300 mm ou 450 mm, et sera constitué de matériaux granulaires de type MG 20 compactés à 95 % de la masse volumique sèche maximale déterminée à l'essai Proctor modifié.

Dans certains cas, un coussin de type « remblai structural » est prévu au plan et devis pour remplacer un sol de faible capacité portante. Le remblai structural peut atteindre plusieurs mètres de hauteur. Les matériaux granulaires qui le constituent et leur degré de compacité sont spécifiés aux plans et devis en fonction des recommandations de l'étude géotechnique, mais se rapprocheront inévitablement des spécifications du coussin de support puisqu'il est structural. Il peut aussi être exigé en cours de chantier pour remplacer un sol de fondation remanié par inadvertance lors des travaux d'excavation. Dans ce cas, les spécifications devront être confirmées par le concepteur de l'ouvrage, de concert avec l'auteur de l'étude géotechnique.

Pour une semelle reposant au roc, un coussin en béton de type V doit être utilisé pour combler les dépressions de la surface rocheuse. Le surveillant doit se référer au chapitre 4 « Ouvrages en béton » de ce manuel pour ce qui a trait au béton et aux travaux de bétonnage.

Compte tenu de l'importance du coussin de support pour le transfert des charges au sol environnant, le CCDG exige que l'entrepreneur donne au surveillant un avis écrit d'au moins 24 heures avant d'entreprendre la mise en place de ce coussin. Cet avis permet au surveillant d'être présent et prêt à vérifier adéquatement la mise en place et la compaction du coussin puisqu'il est impossible de faire ces vérifications *a posteriori*.

Pour les murs de soutènement homologués et les ponceaux préfabriqués, la notion de coussin de support est traitée aux chapitres 12 et 13 de ce manuel.

Coussin de propreté

Le coussin de propreté, comme son nom l'indique, facilite la mise en place des pieux sur un sol détrempé de manière à obtenir une surface de travail convenable. Il est constitué d'une épaisseur minimale de 150 mm de matériau granulaire. Comme il n'a qu'une fonction temporaire, il ne requiert pas de compaction. Le bétonnage d'une semelle sur un tel coussin s'effectue sans problème, puisque le tassement potentiel se produit dès la mise en place du béton.

2.5.5 Remplissage des excavations et remblai

Le remplissage des excavations consiste à combler les vides laissés par les travaux d'excavation, une fois les ouvrages construits, entre le niveau du fond des excavations et la ligne du terrain existant avant l'excavation. Le remblai se situe, quant à lui, au-dessus de cette ligne de terrain et se prolonge jusqu'au niveau indiqué au CCDG, niveau qui varie selon le type d'ouvrage à construire.

Le remplissage et la mise en place du remblai se font par couches de 300 mm de matériau pour faciliter sa compaction; ce matériau doit être exempt de glace ou de masse gelée pour que soient évitées la formation de zones molles lors du dégel ou la présence de rebuts, de matières organiques et végétales, de pièces de bois et d'autres débris ou de matériaux provenant des excavations.

Pour tous les ouvrages, le CCDG exige que le compactage à moins de 1 500 mm de l'ouvrage se fasse au moyen de compacteurs dynamiques légers (dameuses, plaques vibrantes, rouleaux à tambours vibrants) dont la force ne dépasse pas 50 kN. De plus, la masse des rouleaux vibrants et de tout équipement de compactage doit être limitée à 800 kg par mètre linéaire. Dans le cas des ponceaux, cet équipement doit être utilisé jusqu'à ce que l'épaisseur des matériaux granulaires au-dessus du ponceau atteigne au moins 1 000 mm. En tout temps, une épaisseur d'au moins 300 mm de matériaux granulaires doit être présente entre l'équipement de compactage et le dessus du ponceau. Ces exigences du CCDG visent à ce que les ouvrages ne soient pas endommagés, ni déformés, ni déplacés.

Par ailleurs, pour éviter des efforts déséquilibrés qui pourraient causer le déplacement d'un ouvrage monolithique (portique, ponceau, etc.), il faut effectuer simultanément le remplissage et la mise en place du remblai sur ses deux faces opposées.

Il faut respecter les exigences du CCDG relatives au remplissage des excavations et à la mise en place d'un remblai derrière une culée, un mur de soutènement (y compris ceux adjacents à la culée), une béquille ou une pile d'un ouvrage qui n'est pas construit au-dessus d'un plan d'eau. Ces exigences permettent, entre autres, de réduire la pression hydrostatique sur les ouvrages et d'avoir des matériaux non gélifs à l'approche d'un pont, tout en assurant les transitions longitudinales et transversales nécessaires entre ce remblai et la structure de la route. La figure 2.5-1 montre la géométrie, dans l'axe longitudinal, du volume théorique à mettre en place derrière une culée (surface grisée). Ce volume théorique est la portion du remplissage des excavations et de la mise en place du remblai qui doit être effectuée avec des granulats MG 112, MG 20, CG 14 ou CG 20.

Les exigences pour les matériaux granulaires placés à l'arrière des murs de soutènement homologués et à l'approche des ponceaux préfabriqués sont discutées respectivement aux chapitres 12 et 13 de ce manuel.

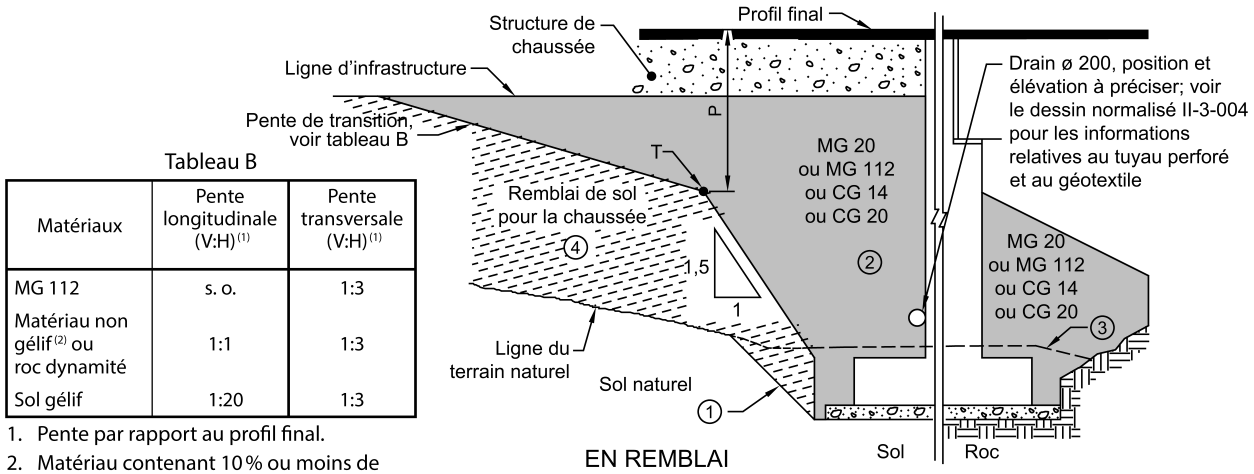


Tableau B

Matériaux	Pente longitudinale (V:H)[1]	Pente transversale (V:H)[1]
MG 112	s. o.	1:3
Matériau non gélif[2] ou roc dynamité	1:1	1:3
Sol gélif	1:20	1:3

1. Pente par rapport au profil final.
2. Matériau contenant 10 % ou moins de particules fines passant le tamis de 80 µm.

P : profondeur de la transition indiquée aux plans et devis.

T : point de transition à la profondeur P.

(1) La pente de l'excavation est fonction de la méthode de travail et des exigences de la CNESST en matière de stabilité.

(2) Le matériau granulaire de type MG 112 non concassé provenant d'une sablière ou de type MG 20, CG 14 ou CG 20 est placé à l'intérieur du volume théorique défini pour le remplissage des excavations et le remblai.
Le matériau granulaire doit être densifié par couches de 300 mm au minimum à 90 % de la masse volumique sèche maximale déterminée selon la norme CAN/BNQ 2501–255 « Sols – Détermination de la relation teneur en eau-masse volumique sèche – Essai avec énergie de compactage modifiée (2700 kN • m/m³) ».

(3) Les volumes de matériaux situés au-dessus de la ligne de terrain naturel existant avant l'excavation pour la construction de l'ouvrage sont considérés comme des matériaux de remblais, tandis que ceux qui sont situés au-dessous de cette ligne de terrain naturel sont considérés comme du remplissage d'excavation.

(4) Le remplissage des excavations ou la mise en place des remblais en dehors du volume théorique est fait avec un sol compactable, du roc dynamité ou des matériaux granulaires, y compris les matériaux recyclés.

(5) Sol naturel excavé, si compactable; sinon, matériau compactable de gélivité semblable à celle du sol naturel. Aucuns matériaux de structure de chaussée ne doivent être utilisés.

Note :
– les cotes sont en millimètres.

MATÉRIAUX — NORMES APPLICABLES

Granulats MG 20, MG 112, CG 14, CG 20 (après la mise en œuvre)	BNQ 2560–114
Matériaux recyclés de type MR	BNQ 2560–600

Figure 2.5-1 Remplissage des excavations et mise en place du remblai à proximité d'une culée
(Source : Extrait du *Tome II – Chapitre 1*, DN-023, de la collection Normes – Ouvrages routiers du Ministère.)

Les exigences du CCDG relatives au remplissage et à la mise en place du remblai autour d'une pile en rivière s'imposent lorsque les plans et devis ne précisent pas la protection contre l'érosion et l'affouillement. Bien que ces exigences minimales assurent une certaine protection, il ne faut pas hésiter à consulter le concepteur si cette protection peut sembler insuffisante compte tenu des conditions du site.

Les exigences du CCDG quant à l'avis que l'entrepreneur doit donner au surveillant visent à faciliter la vérification de l'état du fond d'excavation et des éléments de drainage, s'il y a lieu. Elles permettent aussi au surveillant de s'assurer que le laboratoire chargé du contrôle de la qualité et de la compaction des matériaux posés soit sur le site en temps voulu. Cet avis doit être donné au moins 24 heures avant le début du remplissage et de la mise en place du remblai pour que les intervenants puissent planifier leurs travaux.

Note

Une attention particulière doit être portée à la mise en œuvre des matériaux de remblai sous la face inclinée des murs en retour en console, comme illustré à la figure 2.5-2. Le surveillant doit s'assurer que l'entrepreneur prend toutes les précautions nécessaires pour effectuer le meilleur compactage possible dans cette zone où l'équipement de compactage standard, comme la plaque vibrante, n'a pas accès. De manière générale, l'utilisation d'un pilon manuel en combinaison avec un jet d'eau léger devrait permettre de remblayer la zone sans y laisser de vide ou de matériaux trop lâches. Si ces travaux ne sont pas exécutés avec suffisamment de minutie, des désordres significatifs pourraient apparaître, comme de l'érosion interne par l'infiltration d'eau de ruissellement à l'extrémité du mur, qui suivra ensuite le chemin préférentiel créé par la zone de vide ou décompactée.

Le surveillant doit également revoir les détails relatifs aux revêtements de protection mis en place sur les talus, qui peuvent avoir un effet sur le remplissage et la mise en place du remblai.

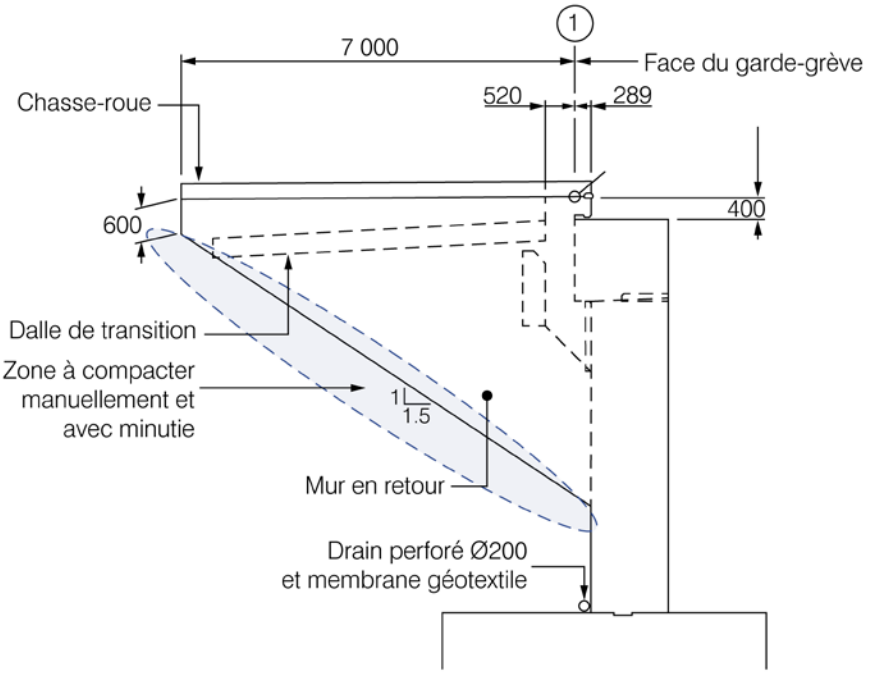


Figure 2.5-2 Mur en retour en console et zone à compacter manuellement

2.5.6 Revêtement de protection

Une préparation adéquate de la fondation du revêtement doit être effectuée de façon à assurer l'efficacité et le bon comportement de la protection à long terme. Pour ce faire, la terre végétale doit être enlevée, et les surfaces à recouvrir, régalées suivant les profils indiqués sur les plans. Le surveillant doit veiller à ce que les pentes indiquées sur les plans soient respectées; dans tous les cas, il faut éviter des pentes plus prononcées que 1V:1,5H afin de prévenir tout risque d'instabilité de la protection.

Dans le cas d'une structure neuve, le sol des surfaces à recouvrir doit être compacté à 90 % de la masse volumique sèche maximale obtenue avec l'essai Proctor modifié. Cette exigence du CCDG vise à ce que le sol ait une capacité suffisante pour éviter tout affaissement local du revêtement. Dans le cas d'une structure existante, il suffit de s'assurer que le sol est densifié pour obtenir un sol de portance uniforme.

À moins de spécifications contraires aux plans et devis, le dessus des revêtements posés dans un cours d'eau ne doit pas excéder son lit pour que la section d'écoulement ne soit pas réduite. Les plans exigent donc généralement une tranchée, ou une clé, au pied d'une protection située en bordure d'un cours d'eau. Cette tranchée est aussi utile pour protéger la berge lorsque celle-ci connaît des problèmes d'érosion importants. La figure 2.5-3 illustre la tranchée au pied d'un revêtement en pierres.

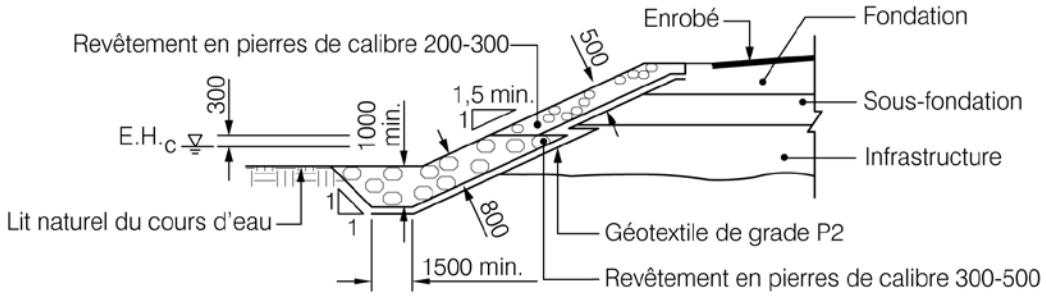


Figure 2.5-3 Coupe type d'un revêtement de protection en pierres à l'approche d'un pont sur rivière

(Source : DN 015 (2022), extrait du chapitre 2 du *Tome III – Ouvrages d'art* de la collection Normes – Ouvrages routiers du Ministère.)

Les revêtements de protection étant conçus pour des conditions qui peuvent être très difficiles, leurs dimensions peuvent être imposantes. Ils sont habituellement utilisés pour protéger le remblai et les rives aux approches des structures et peuvent servir de protection contre des courants forts, des vagues, des glaces, etc. Les conditions propres d'utilisation peuvent faire varier leur type, leur calibre et leur épaisseur. Leurs dimensions et leur disposition dépendent des vitesses d'écoulement ainsi que des niveaux des eaux. Un calibre de pierres plus grand est normalement prescrit à la base de la protection.

Dans certains cas, des recommandations d'ordre géotechnique peuvent être indiquées aux plans et devis. Surtout dans les sols argileux, les travaux de mise en place du revêtement pourraient déstabiliser les talus s'ils sont réalisés sans précaution particulière conforme à l'étude géotechnique.

La mise en place de terre végétale sur un enrochement de talus doit être conforme aux instructions du chapitre 6 « Mesures d'atténuation environnementales permanentes » du *Tome IV – Abords de route* de la collection Normes – Ouvrages routiers du Ministère.

Revêtement en pierres

Compte tenu de l'importance d'une mise en place minutieuse du géotextile, lorsque celui-ci est requis dans la construction d'un revêtement en pierres, le CCDG exige que l'entrepreneur donne au surveillant un avis écrit d'au moins 24 heures avant d'entreprendre cette opération. Cet avis permet au surveillant d'être présent et prêt à vérifier adéquatement la compaction du sol, et de s'assurer que le géotextile est posé avec soin.

Le revêtement en pierres est la protection dont on se sert le plus dans les projets de ponts, de murs ou de ponceaux. Les pierres généralement utilisées pour un ouvrage au-dessus d'un cours d'eau sont de calibre 300-500 dans la partie inférieure de la protection et de calibre 200-300 dans sa partie supérieure (figure 2.5-2). Il peut arriver qu'un calibre plus grand soit mentionné dans les plans et devis lorsque les conditions du site l'exigent. Le calibre minimal et le calibre maximal des pierres doivent être indiqués dans l'attestation de conformité.

Le calibre des pierres spécifié dans les plans et devis dépendant des vitesses d'écoulement et des conditions locales d'exposition au courant, il doit être respecté. En effet, si un calibre de pierres plus petit que celui exigé est employé, les pierres les plus petites de la protection seront entraînées par le courant, ce qui déstabilisera la protection. Si un calibre de pierres plus grand est utilisé, l'épaisseur de la protection devra être augmentée en conséquence. Toutefois, le Ministère ne paie pas pour le tonnage additionnel de pierres découlant de cette surépaisseur. Mentionnons que, si une sous-couche de pierres est utilisée en remplacement d'un géotextile, il n'est pas permis d'augmenter le calibre des pierres de la couche supérieure parce que les pierres de la sous-couche auront tendance à migrer à travers la couche supérieure. De plus, et ce n'est pas négligeable, le respect des limites du calibre des pierres donne une meilleure apparence à l'ensemble de l'ouvrage.

Les pierres doivent être placées avec soin, enchâssées et serrées solidement les unes contre les autres dans toutes les directions et suivant la pente indiquée. Si ce n'est pas le cas, elles auront tendance à rouler et à glisser au bas du revêtement, ce qui diminuera l'efficacité de la protection. Les pierres sont déposées à leur emplacement final au moyen du godet d'une pelle hydraulique. Les pierres du dessus du revêtement doivent être placées avec soin et avoir une apparence uniforme; pour ce faire, les aspérités ne doivent pas dépasser la moitié du calibre moyen des pierres.

Lorsqu'un géotextile est exigé dans les plans et devis, il faut mettre les pierres en place avec plus de précautions qu'à l'habitude pour éviter de l'endommager. Un géotextile est utilisé pour empêcher que les matières fines migrent à travers la protection et la déstabilise.

Revêtements en pierres cimentées, en pavés et en béton

Ces types de revêtements sont très peu utilisés, sauf occasionnellement pour protéger des remblais aux abords d'ouvrages situés en milieu urbain. En effet, ils sont plus coûteux que le revêtement en pierres, mais de plus belle apparence. Dans le cas d'un revêtement en pierres cimentées, le surveillant doit veiller à ce que la plus grande face de chaque pierre soit posée perpendiculairement à la fondation de façon à obtenir un enrobage de mortier maximal.

PHOTOGRAPHIES

FONDATIONS



Excavation de première classe en paliers.



Excavation de première et deuxième classe selon la technique utilisée.



Nettoyage de la surface du roc.



Fond d'excavation détrempé à assécher.



Fond d'excavation détrempé : nécessité d'un coussin de propreté.



Chemin d'accès avec pont temporaire.



Accès à partir d'une barge.



Mur berlinois à l'intérieur d'un batardeau en pierres.



Section type de palplanches métalliques.



Vibrofonceur utilisé pour le fonçage des palplanches métalliques.



Mise en place du cadre guide pour le fonçage des palplanches métalliques.



Fonçage de palplanches métalliques à l'aide d'un marteau.



Batardeau inondé nécessitant une base d'étanchement.



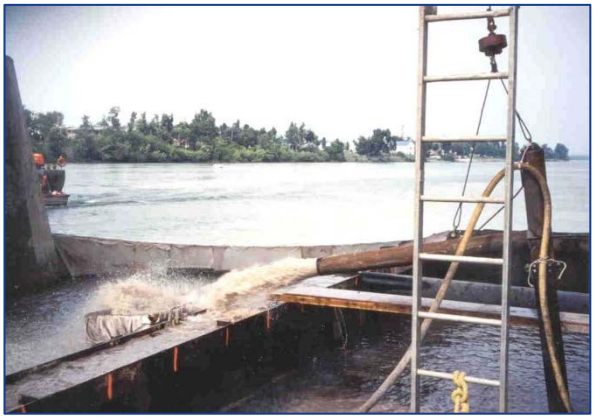
Base d'étanchéité.



Batardeau en palplanches utilisé comme coffrage – arasé au niveau du dessus de la semelle.



Enlèvement des palplanches métalliques.



Trappe à sédiments
(entre batardeau et pile existante).



Bassin de sédimentation.



Soutènement temporaire en palplanches métalliques.



Soutènement temporaire de type mur berlinois.



Mise en place de pierres avec une pelle hydraulique.



Mise en place d'un géotextile sous le revêtement en pierres.



Revêtement en pierres lors de la construction.



Revêtement en pierres.



Revêtement en pierres sur un remblai d'approche.

CHAPITRE 3

PIEUX

TABLE DES MATIÈRES

INTRODUCTION 3-1

3.1 DOCUMENTS REQUIS 3-2

3.2 EXIGENCES DE CONCEPTION ET DE FABRICATION 3-4

3.3 MATÉRIAUX 3-6

3.4 ASSURANCE DE LA QUALITÉ 3-6

3.5 MISE EN ŒUVRE 3-7

3.5.1 Enfoncement 3-8

3.5.1.1 Pieux en acier (battus, forés, vibrofoncés) 3-20

3.5.1.2 Pieu caisson 3-22

3.5.2 Résistance géotechnique 3-36

3.5.2.1 Essais de chargement dynamique 3-40

PHOTOGRAPHIES 3-43

FIGURES

Figure 3.2-1 Pointes pour pieux 3-5

Figure 3.5-1 Formulaire V-1876 « Journal de fonçage d'un pieu battu ou vibrofoncé » 3-18

Figure 3.5-2 Formulaire V-1877 « Enfoncement d'un pieu caisson » 3-27

Figure 3.5-3 Formulaire F319.1 « Contrôle de la qualité d'un pieu caisson » 3-31

INTRODUCTION

Les pieux sont des éléments structuraux utilisés pour transmettre les charges d'un ouvrage d'art à un sol ou au roc situé en profondeur. Il s'agit donc d'une phase importante des travaux de construction d'un pont, puisque son bon comportement dépend de la capacité des pieux à transmettre adéquatement les charges de l'ouvrage aux sols ou au roc sous-jacents.

La résistance géotechnique d'un pieu peut se développer de différentes manières. Certains pieux travaillent principalement en friction (pieux flottants), d'autres, principalement en pointe, et d'autres encore, selon une combinaison de ces deux modes. La charge des pieux flottants est supportée par la friction latérale développée entre la surface du pieu et le sol, tandis que, pour des pieux portant en pointe, la résistance géotechnique provient de la butée à la pointe, que ce soit sur le roc ou sur une couche présentant une résistance géotechnique élevée.

Le type de pieu le plus couramment utilisé dans les ouvrages du Ministère est le pieu battu. Fabriqué en acier, il est soit tubulaire et, dans la majorité des cas, rempli de béton, soit en H. On retrouve également le pieu foré, un pieu tubulaire en acier mis en place par forage, qui est de plus en plus utilisé sur les chantiers du Ministère. Dans des cas particuliers, les pieux tubulaires ou profilés peuvent être mis en place par vibrofonçage (pieux vibrofoncés).

Des pointes sont souvent fixées à la partie inférieure des pieux battus. Les pointes sont des renforcements métalliques qui permettent de diminuer les risques d'endommager les pieux lors du fonçage. Elles diffèrent selon le type de pieu utilisé (plaque, en croix, Oslo, etc.). Les pieux forés sont quant à eux munis d'un sabot de forage. Il en existe par ailleurs différents types, selon la technique de forage utilisée.

Les pieux caissons sont formés de tubes d'acier, généralement de grand diamètre, le plus souvent d'au moins 1 m. Ils comportent une cage d'armature et sont toujours remplis de béton. La cage d'armature et le pieu en béton se prolongent dans le roc, qui doit être foré pour former ce qu'on appelle l'*emboîture du pieu*. En raison de la grande capacité des pieux caissons, leur nombre sous une même unité de fondation est réduit. Un contrôle qualité rigoureux de leur mise en œuvre est nécessaire, car :

- il est très difficile d'effectuer des essais de résistance géotechnique sur les pieux caissons, compte tenu des grandes charges à appliquer qui exigent l'utilisation d'un équipement très spécifique et coûteux;
- les correctifs éventuels, en cas de non-conformité, peuvent être très difficiles à réaliser en raison de la position difficilement accessible de la majeure partie du pieu caisson, en particulier de l'emboîture et de la pointe dans le roc. Leur mise en œuvre étant très différente de celle des pieux battus, il est recommandé au surveillant de s'adjoindre des ressources spécialisées dans ce domaine.

D'autres types de pieux, tels que ceux en béton ou les pieux en acier vissés, existent également, mais leur utilisation est très restreinte et ne s'applique généralement qu'à des cas particuliers où il n'est pas possible d'envisager les pieux plus couramment utilisés. Toutes les spécifications pour

ces types de pieux doivent se trouver dans les plans et devis plutôt que dans le *Cahier des charges et devis généraux – Infrastructures routières – Construction et réparation* (CCDG). Le surveillant doit consulter le concepteur pour obtenir des directives particulières concernant leur mise en œuvre et leur contrôle.

Enfin, le pieu en bois, largement employé dans la première moitié du dernier siècle, a vu son utilisation devenir presque nulle à cause de sa faible résistance structurale. S'il n'est pas interdit sur les chantiers du Ministère, le surveillant doit cependant communiquer avec la Direction générale des structures (par l'entremise du chargé d'activité du Ministère pour un surveillant employé par un prestataire de services) si un entrepreneur prévoit en utiliser. Ainsi, le présent manuel et les autres documents contractuels du Ministère ne présentent plus les exigences pour ce type de pieu.

Une section « Photographies » est incluse à la fin du présent chapitre pour illustrer certaines notions ou certains éléments présentés ci-après.

3.1 DOCUMENTS REQUIS

L'entrepreneur doit fournir au surveillant les plans d'atelier des pieux ainsi qu'une note de calcul. Cependant, aucune note de calcul n'est à fournir dans le cas des pieux caissons, puisque leur conception est complète au moment de la soumission (sauf pour le tube d'acier).

Pour les pieux battus, forés et vibrofoncés, les plans d'atelier doivent présenter les renseignements suivants :

- le type de pieu (acier en H, acier tubulaire rempli ou non de béton); l'entrepreneur a le choix du type de pieu à moins d'une indication contraire dans les plans et devis;
- les caractéristiques des pieux si elles ne sont pas indiquées sur les plans (dimensions, détails des soudures bout à bout, orientation de l'axe fort des pieux en H);
- les caractéristiques des matériaux;
- le cas échéant, le détail des pointes, des sabots de forage et de leur soudure avec le pieu.

Pour les pieux caissons, les plans d'atelier doivent présenter les renseignements suivants :

- les dimensions du pieu, telles qu'elles ont été établies dans les documents de soumission;
- le détail des soudures;
- l'épaisseur du tube d'acier (qui relève de la responsabilité de l'entrepreneur) et le grade d'acier utilisé;
- la profondeur prévue pour l'encastrement du tube dans le roc, ajustée en fonction de l'information obtenue lors des forages de contrôle des emboîtures;
- les plaques de renforcement à la base, les dents de forage et tout autre élément jugé nécessaire par l'entrepreneur pour faciliter le fonçage et l'encastrement du tube, ou pour assurer l'intégrité du tube pendant la mise en œuvre. Le détail des soudures de ces éléments doit également être précisé.

La note de calcul, en plus de préciser le critère de refus utilisé pour évaluer la résistance géotechnique des pieux en fin de battage, doit démontrer que la résistance structurale des pieux est suffisante non seulement pour résister aux charges ultimes indiquées dans les plans, mais également pour permettre la réalisation des essais requis en vue de déterminer la résistance géotechnique sans endommager les pieux, comme le prescrit l'article 15.3.5.1.1 du CCDG. Mentionnons que la charge d'essai détermine généralement la section du pieu compte tenu des exigences de la norme CSA S6 « Code canadien sur le calcul des ponts routiers ».

Le critère de refus des pieux est déterminé par l'entrepreneur et lui sert de moyen de contrôle pour s'assurer que les pieux sont suffisamment enfoncés pour résister aux charges transmises par l'ouvrage. Il est défini selon l'enfoncement en millimètres à la suite d'un certain nombre de coups de marteau dont la masse est connue et d'une chute libre d'une hauteur de X m. Le critère de refus de l'entrepreneur est établi dans la note de calcul qui accompagne les plans d'atelier des pieux. Par la suite, durant les travaux de fonçage des pieux, le critère de refus de l'entrepreneur est vérifié à l'aide d'essais de contrôle sur des pieux déjà foncés.

Dans le cas des pointes Oslo, la procédure de trempage de la partie cylindrique de la pointe doit être signée par un ingénieur membre de l'Ordre des ingénieurs du Québec et être remis au surveillant au moins 14 jours avant leur fabrication.

Dans le cas des pieux caissons et des pieux forés, l'entrepreneur doit fournir au surveillant, au moins 14 jours avant le début de la mise en œuvre, son programme de travail, qui décrit ses méthodes de fonçage et d'encastrement des tubes, ses méthodes de forage, les équipements prévus, le niveau projeté du fond des emboîtures ainsi que les méthodes de nettoyage et d'inspection des emboîtures pour les pieux caissons. Cette exigence du CCDG est due aux difficultés liées à la réalisation correcte de ces travaux.

Approbation des documents

Selon les exigences générales de la section 6.6 « Plans fournis par l'entrepreneur » du CCDG, un ingénieur doit signer et sceller ces plans, tout comme la note de calcul, qui constitue un document d'ingénierie. De plus, doivent être respectées les exigences relatives au délai minimal de 14 jours que le Ministère s'accorde pour étudier les plans et le format de préparation des plans.

Le surveillant doit faire viser les plans d'atelier et la note de calcul par le concepteur, qui doit les retourner au surveillant après y avoir apposé son tampon de vérification (visa). Par ce visa, le concepteur reconnaît que le plan est conforme dans ses grandes lignes aux documents contractuels; l'entrepreneur conserve cependant l'entière responsabilité de la conception, de l'exactitude des détails, des dimensions et des quantités.

Le surveillant doit transmettre au concepteur, pour information, le programme de travail de l'entrepreneur concernant la mise en œuvre des pieux caissons.

3.2 EXIGENCES DE CONCEPTION ET DE FABRICATION

Les pieux en acier sont de deux types :

- **Le pieu à section tubulaire** est constitué de sections de type HSS ou de plaques soudées en spirales. Il est rempli de béton ou non.
- **Le pieu d'acier en H** est un profilé laminé (HP ou W) ou composé de plaques assemblées. Les pieux en H utilisés sur les chantiers sont plus souvent de type laminé (HP ou W), car ce type de pieux est généralement plus économique que les pieux en H fabriqués avec des plaques soudées.

Lorsque des joints sont requis, les sections de pieux doivent être assemblées par soudage.

L'épaisseur de la paroi d'acier doit être d'au moins 7,9 mm (5/16 po), ce qui permet entre autres une vérification adéquate des soudures par ultrasons. Cette exigence s'applique à tous les types de pieux en acier, y compris les pieux caissons. De plus, la section d'acier des pieux en H et tubulaires est augmentée selon les exigences du CCDG pour tenir compte de la corrosion qui affectera les pieux au cours de leur vie utile. Le tube d'acier d'un pieu caisson qui participe à la résistance structurale de l'ouvrage doit également être protégé contre la corrosion, conformément aux exigences du CCDG.

La section d'acier doit être identique sur toute la longueur d'un pieu. Les variations de sections doivent être évitées en raison des problèmes potentiels de transition de contraintes dans le pieu et lors de sa fabrication.

Pour une bonne mise en place du béton, le tube en acier d'un pieu tubulaire rempli de béton doit avoir un diamètre minimal de 300 mm.

Pointes de pieux

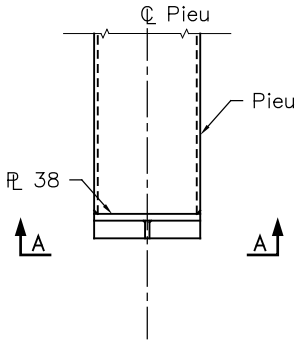
Les pointes sont exigées dans le devis spécial lorsque les sols sont denses et difficiles à traverser ou lorsque les pieux doivent être arrimés dans une surface rocheuse. Une pointe de type Oslo est généralement exigée dans les plans et devis lorsque la surface rocheuse est très dure ou qu'elle présente une inclinaison d'au moins 30°.

Les pointes doivent être conçues pour répartir la charge uniformément sur le pieu tout en ne le faisant pas dévier lors de l'enfoncement.

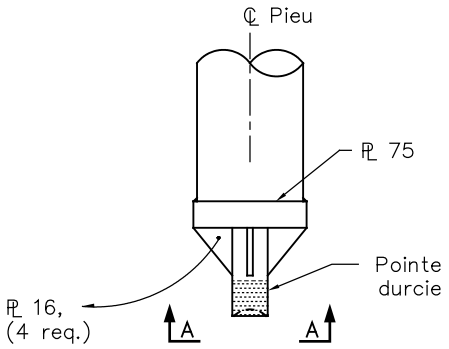
La figure 3.2-1 présente les détails des pointes utilisées par le Ministère. Cette figure est tirée des annexes des plans et devis.

Le devis spécial permet aussi l'utilisation de toute pointe autre que celles présentées dans les annexes si elle est acceptée par le surveillant et s'il est démontré qu'elle est équivalente.

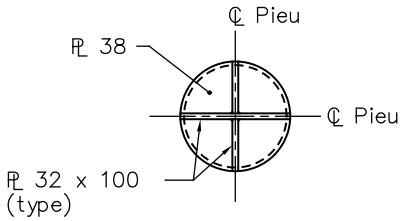
Pointe conventionnelle pour pieu tubulaire

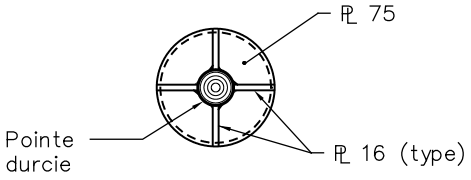


Pointe Oslo pour pieu tubulaire



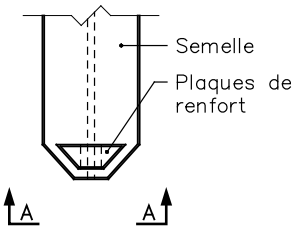
Élévation



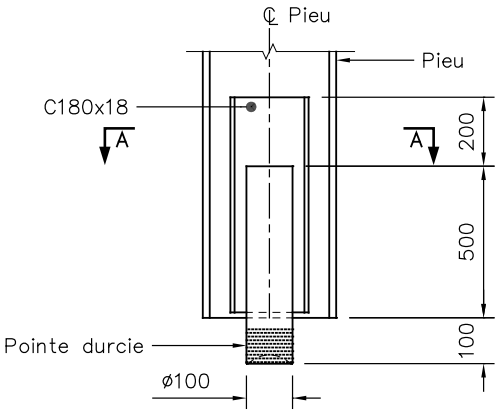


Vue A-A

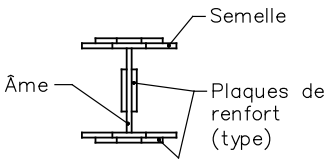
Pointe pour pieu en acier en H



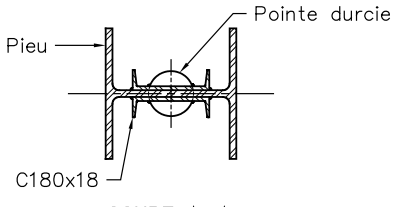
Pointe Oslo pour pieu en H



Élévation



Vue A-A



Coupe A-A

Figure 3.2-1 Pointes pour pieux

3.3 MATÉRIAUX

Les spécifications concernant les matériaux relatifs aux pieux proviennent du CCDG, à l'exception de celles relatives aux pointes en acier, qui sont indiquées dans les plans et devis.

Acier

L'acier entrant dans la fabrication des pieux doit être conforme à la norme 6101 « Aciers de construction » du *Tome VII – Matériaux* de la collection Normes – Ouvrages routiers du Ministère. Celle-ci fait référence aux normes CSA G40.20 et G40.21 « Exigences générales relatives à l'acier de construction laminé ou soudé/Acier de construction » et impose donc le marquage de chaque pieu. Tout pieu non marqué doit être refusé.

Béton

À moins d'une indication contraire dans les plans et devis, le béton de remplissage des pieux tubulaires en acier doit être de type XI tel qu'il est décrit à la norme 3101 « Bétons de masse volumique normale » du *Tome VII – Matériaux* de la collection Normes – Ouvrages routiers du Ministère. Le béton de type XI est utilisé pour les pieux tubulaires parce qu'il est moins cher que les autres types de béton habituellement utilisés sur un pont en raison du pourcentage d'air et du contenu en alcalis qui ne sont pas pris en compte, le béton étant confiné.

Le béton utilisé pour les pieux caissons doit être de type XIV-C (béton autoplaçant de construction) si le bétonnage se fait entièrement à sec (tube et emboîture) et de type XV (antilessivage) pour tous les autres cas.

Armature

L'armature utilisée pour les pieux remplis de béton et les pieux caissons doit être conforme à la norme 5101 « Armature pour les ouvrages en béton » du *Tome VII – Matériaux* de la collection Normes – Ouvrages routiers du Ministère.

Pointes

Les exigences concernant l'acier utilisé pour la fabrication des pointes sont les mêmes que celles concernant les pieux en acier, à l'exception de la partie cylindrique des pointes Oslo. Comme cela est décrit dans le détail de ce type de pointe, l'acier du cylindre doit être conforme à la classe AISI 1045 de l'American Iron and Steel Institute et avoir une limite élastique minimale de 300 MPa avant trempage. Le trempage est réalisé suivant la procédure indiquée dans les plans et devis.

3.4 ASSURANCE DE LA QUALITÉ

L'assurance de la qualité relative aux matériaux doit être faite, notamment, selon les prescriptions du *Guide de surveillance – Chantiers d'infrastructures de transport*. Pour les éléments en béton ou en acier, le surveillant doit se référer aux chapitres 4 « Ouvrages en béton » ou 8 « Ouvrages en acier et en aluminium » de ce manuel.

La résistance géotechnique des pieux doit être validée conformément aux exigences de la section 15.3 du CCDG. Ces exigences sont également discutées dans le présent chapitre.

Dans le cas des pointes Oslo, le surveillant doit communiquer avec la Direction générale du laboratoire des chaussées du Ministère (par l'intermédiaire du chargé d'activité du Ministère pour un surveillant employé par un prestataire de services) pour réaliser l'assurance de la qualité à l'usine en raison de la procédure de fabrication très particulière de ces pointes.

3.5 MISE EN ŒUVRE

Dès l'arrivée des pieux au chantier, le surveillant doit s'assurer de la conformité des matériaux avec les plans d'atelier. Il doit d'abord vérifier les dimensions des pieux, notamment leur longueur, la section ou le diamètre ainsi que l'épaisseur des parois, le cas échéant. Il faut vérifier que l'entrepreneur respecte le critère d'une longueur minimale de 10 m entre les sections d'un même pieu (à l'exception de la dernière section, qui peut être plus courte). La mesure de l'épaisseur des parois est faite en plusieurs points sur le périmètre du tube, car on peut y trouver quelques variations.

Il est préférable que la longueur du pieu soit un peu plus grande que nécessaire au cas où la tête du pieu soit endommagée lors de l'enfoncement. Par ailleurs, le CCDG exige que la longueur hors sol des pieux soit d'au moins 1,8 m pour faciliter la réalisation des essais de résistance géotechnique à faire. Comme le surveillant peut choisir les pieux qu'il souhaite pour les essais, il faut que tous les pieux aient cette longueur hors sol minimale.

Pour que sa manipulation soit facilitée au chantier, le pieu sera parfois percé à son extrémité supérieure. Si c'est le cas, le trou doit toujours être fait au-dessus du niveau d'arasement. Il est interdit qu'une section foncée dans le sol soit percée, même si ce trou peut être réparé (à l'aide d'une plaque soudée, par exemple). De plus, la surface arasée doit être préparée en vue de la soudure pleine pénétration de la section suivante, le cas échéant.

En outre, le surveillant doit vérifier que les pointes et leurs soudures sont conformes aux plans d'atelier approuvés.

Enfin, il est conseillé de prendre plusieurs photos et vidéos montrant les différentes étapes des travaux afin d'illustrer adéquatement les observations inscrites au journal de chantier.

Pieux de bois sous un ouvrage existant

Dans le cas du remplacement d'une structure, il possible que la fondation de la structure à démolir soit sur des pieux de bois. Le retrait des pieux, ou de certains pieux ciblés entrant en conflit avec la nouvelle fondation, pourrait être exigé au devis spécial. Le succès de ce type d'opération dépend d'une multitude de facteurs, notamment la longueur des pieux à retirer, s'ils se présentent en une seule section ou en sections jointées, la nature des sols en place, l'équipement utilisé par l'entrepreneur et sa méthode de travail. L'expérience a démontré que les travaux sont généralement plus rapides et concluants lorsqu'une certaine vibration est appliquée directement en tête du pieu avant de déployer des efforts en traction sur le pieu. Cela a pour effet de briser, en premier lieu, le lien d'adhérence entre le sol et le pieu, facilitant ainsi l'extraction du pieu par la suite.

Une fois les pieux retirés, les cavités laissées dans le sol pourraient devoir être comblées à l'aide d'un matériau granulaire déversé. Le cas échéant, le devis spécial fournira les exigences à cet effet.

Le devis spécial pourrait aussi demander un relevé des pieux de bois existants. Lorsque c'est le cas, l'entrepreneur doit démolir la semelle existante avec certaines précautions, de sorte que les têtes des pieux de bois soient apparentes en surface et toujours dans l'axe de la partie fichée du pieu. Le relevé des pieux existants est important pour le concepteur du projet; il lui permet de vérifier les conflits potentiels entre ces pieux et ceux à enfoncer et, si nécessaire, de prévoir le retrait de certains pieux existants ciblés ou le déplacement de certains des nouveaux pieux à enfoncer.

3.5.1 Enfoncement

Il faut vérifier l'emplacement des pieux avant leur enfoncement. Des repères devraient être mis en place à l'extérieur de la semelle, particulièrement si le fond est détrempé et boueux. Les pieux peuvent être enfoncés à la verticale ou inclinés selon les indications des plans. Les pieux inclinés sont utilisés pour augmenter la résistance aux charges latérales de l'unité de fondation. Lorsque des pieux inclinés sont prévus, il faut vérifier l'élévation du coussin en matériaux granulaires afin d'y positionner les pieux adéquatement selon l'élévation d'implantation indiquée aux plans. Il importe de bien situer chacun des pieux, de suivre par la suite leurs déplacements lors de l'enfoncement et de contrôler leur position finale par rapport aux exigences du CCDG.

Important

La position finale des pieux est très importante pour assurer la stabilité de l'ouvrage. Des variations trop grandes qui n'auraient pu être corrigées lors de l'enfoncement peuvent entraîner l'ajout de pieux ou des modifications aux dimensions ou au ferraillage de la semelle. Tous ces ajouts et modifications sont aux frais de l'entrepreneur. Le surveillant doit consulter le concepteur pour analyser les problèmes et établir leurs conséquences sur la structure.

Énergie nécessaire à l'enfoncement

Avant de traiter de l'enfoncement comme tel, il faut aborder certaines notions de base, notamment celles concernant les équipements utilisés pour les différentes méthodes de mise en place des pieux et celles traitant de l'énergie nécessaire à l'enfoncement.

L'énergie nécessaire à l'enfoncement du pieu battu est transmise par le marteau de battage tombant librement sur la tête du pieu. Dans le cas du vibrofonceur, la vibration détruit le frottement des sols granulaires saturés en contact avec le fût du pieu et favorise son enfoncement sous l'effet de son propre poids et de celui du vibrofonceur. Notons que le fonçage par vibration du pieu dans l'argile est à éviter autant que possible, bien que cette technique puisse, avec l'approbation de l'ingénieur auteur de l'étude géotechnique, être utilisée dans certains cas. Une poussée hydraulique supplémentaire peut, selon l'équipement utilisé, être appliquée sur le pieu battu ou vibrofoncé.

Dans le cas du pieu foré, différentes méthodes de forage sont possibles. Mais dans tous les cas, la rotation d'un outil de forage inséré dans le pieu d'acier tubulaire, combinée à une poussée hydraulique, permet l'enfoncement de ce dernier dans le sol et dans le roc.

Mentionnons que, dans les sols argileux très épais, des pieux déjà enfoncés peuvent se soulever sous l'effet des pressions interstitielles excessives dues au battage de pieux adjacents. L'entrepreneur doit éviter ces déplacements en employant des techniques telles que l'ajout de charge sur des pieux tubulaires (les remplir d'eau, par exemple), le battage par secteurs éloignés les uns des autres ou le battage discontinu de certaines zones. Dans le cas des pieux tubulaires flottants dans l'argile, un pieu sans pointe aura beaucoup moins tendance à rebondir pendant le battage ou à se soulever pendant celui des pieux adjacents.

Équipement

Il existe différents équipements pour la mise en œuvre des pieux, selon que le pieu est battu, foré ou vibrofoncé ou qu'il s'agit d'un pieu caisson. Les équipements évoluent également avec le développement de la technologie.

Pieux battus

L'équipement de battage le plus commun est l'engin de battage hydraulique, mais on retrouve aussi sur plusieurs chantiers la grue à câble. La grue à câble, de capacité variée, peut être utilisée avec différents types de marteaux. La grue ou l'engin de battage est équipé d'une jumelle (*lead*) qui permet de guider le marteau dans l'axe du pieu à enfoncer et de bien le centrer sur la tête de ce dernier. La jumelle doit toujours être attachée en tête et, de préférence, retenue aussi au pied.

Un casque de battage est également nécessaire pour le battage des pieux. Ce dernier est constitué d'un chapeau de battage et d'un coussin pour protéger la tête du pieu lors de l'impact et ainsi éviter de l'endommager. Le coussin est généralement constitué de pièces de bois dur ou de contreplaqué. Il doit être en bon état et, s'il y a lieu, conforme aux recommandations du manufacturier du marteau utilisé.

Plusieurs types de marteaux de battage sont offerts sur le marché, notamment le marteau hydraulique, à chute libre, au diesel, à air ou à vapeur. Le marteau hydraulique est le plus utilisé par les entrepreneurs en fondation, alors que le marteau à chute libre (parfois appelé *marteau à câble*) l'est de moins en moins. Le marteau diesel est très peu présent; il est surtout utilisé pour transmettre au pieu une charge particulièrement élevée. Les marteaux à air ou à vapeur sont pratiquement abandonnés.

Le marteau à chute libre agit toujours sous l'effet de la gravité, comme son appellation l'indique. Le marteau à câble bat le pieu au moyen d'une masse en acier (le mouton) soulevée dans les airs jusqu'à une hauteur donnée par un câble qu'on relâche ensuite pour laisser tomber le mouton librement sur la tête du pieu. Le mouvement du mouton (ascendant et descendant) est toujours guidé par la jumelle. La masse du marteau et la hauteur de la chute varient selon le type de pieu à foncer, la résistance géotechnique à obtenir et la nature du sol. La masse en acier couramment utilisée est de l'ordre de 2 000 à 2 500 kg.

L'énergie d'impact du marteau hydraulique est également contrôlée par le volume de la masse et la hauteur de sa chute. Le système hydraulique est automatisé et permet de contrôler la cadence des impacts, qui peut atteindre 80 coups/min, et ainsi d'augmenter considérablement la productivité. De plus, le marteau hydraulique est généralement équipé d'un GPS et d'un système d'acquisition effectuant l'enregistrement en continu de toute la séquence de battage, c'est-à-dire l'énergie de

battage et l'enfoncement du pieu sous chacun des impacts donnés, le nombre d'impacts donnés, les temps d'arrêt, etc. Selon le modèle, le marteau hydraulique peut fonctionner en mode « simple action » ou en mode « double action ». En mode « simple action », le piston reçoit une poussée hydraulique vers le haut et retombe librement. En mode « double action », une poussée hydraulique vers le bas est également appliquée sur la masse, en direction du pieu, ce qui augmente la charge de battage sur le pieu. Ce deuxième mode de fonçage ne correspond donc pas à une chute libre.

Le surveillant doit noter, dans le journal de chantier, les caractéristiques des équipements utilisés, y compris celles du casque de battage, dont l'épaisseur du coussin employé lorsqu'une grue à câble est utilisée pour le battage. Il doit aussi vérifier la masse du marteau en mesurant ses dimensions et en multipliant le volume obtenu par la masse volumique de l'acier, soit 7 850 kg/m^3.

Enfin, mentionnons que les marteaux à câble non guidés (ou sans jumelle) transmettent beaucoup de vibrations aux pieux et sont donc interdits dans les sols argileux sensibles. Ils ne sont pas interdits dans les autres types de sols, mais ils permettent difficilement le respect des tolérances de position et d'inclinaison finales des pieux exigées au CCDG. Un contrôle fréquent et rigoureux est donc nécessaire pendant l'enfoncement des pieux (voir 3.5.1) lorsque ce type d'équipement est employé.

Pieux vibrofoncés

Le vibrofonceur, quant à lui, fonctionne selon le principe de la vibration unidirectionnelle dans un plan vertical. Il est fixé à une pelle hydraulique (le plus souvent) ou est suspendu à des câbles.

Le vibrofonceur est surtout employé pour la mise en place des palplanches et des pieux caissons, mais aussi parfois pour l'enfoncement de pieux tubulaires ou de pieux en H. Si le vibrofonceur est utilisé pour le fonçage de tels pieux, le refus, déterminé uniquement avec ce type d'équipement, est vérifié pour chaque pieu au moyen d'un marteau de battage. Dans le but de minimiser les répercussions des ondes vibratoires sur les sols et les structures avoisinantes, il est préférable d'utiliser des vibrofonceurs haute fréquence à moment variable, qui ne génèrent que de faibles vitesses particulaires dans les sols.

Pieux forés

Il existe de nombreuses variantes dans les méthodes de travail et les équipements utilisés pour réaliser un pieu par forage. Ainsi, de nombreux équipements de forage sont susceptibles de se trouver sur les chantiers où des pieux forés sont réalisés. La mise en place d'un pieu par forage consiste à enfoncer le tube d'acier à travers les dépôts meubles à l'aide d'un outil de forage et à encastrer le tube dans le roc sur une certaine profondeur. La profondeur d'encastrement est déterminée par le concepteur en fonction des caractéristiques recherchées du roc, qui permettront de mobiliser la résistance en pointe requise.

Pour les besoins du présent manuel, on distinguera deux grandes catégories de pieux forés : les préforés et les autoforés. À noter que cette catégorisation n'est pas utilisée telle quelle sur les chantiers; elle sera utile ici pour regrouper certaines techniques de forage sur la base d'un même grand principe d'enfoncement, c'est-à-dire le préforage ou l'autoforage. Mentionnons également qu'on ne doit pas confondre la catégorie « préforé » avec une autre méthode de travail qui prévoirait, par exemple, de procéder à un forage dans un premier temps, et d'enfoncer un pieu à l'endroit du forage dans un deuxième temps.

La mise en œuvre par préforage, communément appelé *par avancement* ou encore *overburden*, est la méthode la plus répandue et celle qui favorise la mise en œuvre de pieux forés dans la plus grande diversité de conditions géotechniques. Cette méthode implique l'utilisation d'un sabot de forage non diamanté soudé à la base du pieu tubulaire et servant essentiellement de renfort, d'un marteau fond de trou (le plus souvent) et d'un trépan (ou d'un taillant) choisi par l'entrepreneur en fonction du type de sol à traverser et du roc à forer. Le trépan est inséré dans le pieu et fore le sol et le roc avec un mouvement de rotation combiné à des impacts rapides sous haute pression d'air et d'eau. Le système devance le tube d'acier d'environ 300 mm et entraîne ce dernier jusqu'à la profondeur voulue. De façon générale, le forage atteint la surface du roc où le trépan est alors retiré du pieu et remplacé par un trépan spécifique au roc en place.

Avec la mise en œuvre par autoforage, plus sophistiquée que celle par préforage, un sabot de forage diamanté est soudé à la pointe du pieu, permettant à ce dernier de participer au forage des sols et du roc. Le grand avantage des pieux autoforés est que le trépan de forage ne devance pas le pieu dans le sol, diminuant ainsi le niveau de perturbation des sols au pourtour du pieu foré.

Le plus souvent, le trépan inséré dans le pieu vient s'accrocher au sabot de forage diamanté et entraîne le pieu dans le mouvement de rotation pendant la descente. Une fois le pieu enfoncé à la profondeur voulue, le trépan se détache du sabot à l'aide d'un mouvement de rotation inverse par rapport à celui de la descente. Il existe aussi un équipement de forage à double rotation qui permet au pieu muni d'un sabot de forage diamanté de tourner et de participer au forage sans que le trépan soit accroché au sabot de forage.

Comme pour la mise en œuvre par préforage, celle par autoforage nécessite l'utilisation d'un marteau fond de trou et d'un trépan adapté pour forer le sol et le roc en fonction de la nature de chacun de ces matériaux naturels.

Contrôle des ondes vibratoires sur les sols

Le contrôle des ondes vibratoires vise à limiter, dans le voisinage immédiat des travaux, l'emploi d'équipements lourds ou d'explosifs susceptibles de générer des ondes vibratoires nuisibles dans les sols et, conséquemment, sur les infrastructures supportées par ces sols. Parmi ces équipements lourds, on trouve les vibrofonceurs, les marteaux de fonçage hydrauliques ou diesel (avec une cadence supérieure à 40 coups/min) et les vibreurs ou compacteurs utilisés pour la densification des sols. Typiquement, dans le contexte d'une construction d'ouvrage d'art, le contrôle des ondes vibratoires sur les sols est nécessaire pour l'enfoncement et le retrait par vibrations de palplanches, de pieux et de tubes de pieux caissons. Le devis spécial pourrait aussi l'exiger pour d'autres cas particuliers identifiés comme risqués pour l'intégrité des sols, comme l'excavation de première classe, par exemple.

Lorsque de tels équipements doivent être utilisés et que de tels travaux sont réalisés à moins de 30 m de la fondation d'un ouvrage d'art (culée, pile, mur, ponceau, etc.) existant ou en construction (une fois que le béton a atteint une résistance à la compression d'au moins 70 % de f'_c), les vitesses particulaires admissibles dans les sols situés dans le voisinage immédiat de cet ouvrage doivent être restreintes aux limites suivantes mesurées sur n'importe laquelle des trois composantes de l'onde (transversale, longitudinale et verticale) :

- fréquences ≤ 8 Hz : 3 mm/s;
- 8 Hz < fréquences ≤ 30 Hz : 5 mm/s;
- fréquences > 30 Hz : 8 mm/s.

Le but du contrôle des ondes vibratoires est d'éviter de créer des déformations dans les sols qui supportent une unité de fondation, que cette dernière soit superficielle ou profonde. En effet, lorsqu'ils sont soumis à des vibrations intenses et prolongées, certains types de sols peuvent perdre de la capacité et subir des tassements. Si une unité de fondation est appuyée sur un sol de faible compacité, des déplacements de l'unité de fondation et, donc, des problèmes de comportement de la structure peuvent apparaître.

Pour cette raison, le devis spécial précise généralement qu'il faut effectuer un contrôle des ondes vibratoires pour une unité de fondation sur semelle superficielle ou sur pieux en présence d'un sol pulvérulent de compacité lâche à très lâche situé sous le niveau de la nappe phréatique ou d'un sol argileux sensible.

Lorsqu'il est exigé, le contrôle des ondes vibratoires est réalisé par une entreprise spécialisée dans le domaine et engagée par l'entrepreneur. Les ondes vibratoires générées par les travaux sont captées par des sismomètres déposés à la surface du sol susceptible de se déformer et à proximité de l'ouvrage à protéger, et non directement sur l'ouvrage. Les résultats sont diffusés en temps réel sur l'écran d'un sismographe de chantier. Tout dépassement des seuils établis ci-dessus doit entraîner un arrêt immédiat des travaux en cours et être porté à l'attention du surveillant. La méthode de travail de l'entrepreneur doit être modifiée pour respecter les limites fixées. L'enregistrement des signaux peut être consulté au besoin par la suite.

Énergie de battage (pieux battus)

L'énergie de battage produite par un marteau à chute libre (agissant sous l'effet de la gravité) est définie par l'équation suivante :

$$E = Mgh$$

où E : Énergie en joules;

M : Masse du marteau en kilogrammes;

g : Accélération due à la gravité (9,81 m/s^2);

h : Hauteur de chute du marteau en mètres.

Dans le cas des marteaux hydrauliques, à air comprimé ou à vapeur, cette équation est vraie uniquement pour les équipements en mode « simple action ».

Pour tout marteau développant une énergie autre que celle créée par une chute libre, l'énergie de battage fait partie des caractéristiques du marteau que l'entrepreneur doit fournir au surveillant. Il est important de noter que le surveillant doit bien comprendre le fonctionnement du marteau utilisé. S'il ne le connaît pas bien, il doit demander à l'entrepreneur, avant le début des travaux, des renseignements à son sujet.

Le surveillant doit voir à ce que l'énergie de battage transmise au pieu soit bien contrôlée afin de valider adéquatement la résistance géotechnique de ce dernier. Si un marteau à chute libre doit tomber librement, sans tension dans le câble ni friction excessive le long de la jumelle, l'énergie de battage des autres types de marteaux doit respecter en tout temps les spécifications du manufacturier.

L'énergie maximale de battage spécifiée dans le CCDG ne doit jamais être dépassée. En présence de conditions particulières du sol, par exemple un sol contenant des blocs, une couche plus dense ou encore un arrimage au roc, il peut être nécessaire (voire obligatoire pour l'arrimage au roc) de réduire l'énergie de battage pour ne pas endommager le pieu et, surtout, pour éviter que le pieu dévie de sa trajectoire. La section 3.5.1.1 « Pieu en acier » de ce manuel traite des limites applicables à l'énergie de battage pour des pieux battus en acier.

La mise en œuvre de pieux courts (soit de 5 m et moins) battus au roc peut être hasardeuse, en particulier pour les pieux en H lorsque le roc est impénétrable et que la résistance en friction le long du pieu est faible (dans le cas de pieux battus dans l'argile sensible, par exemple).

Si une telle situation se présente, il est impératif de réduire au minimum l'énergie de battage à l'approche du roc et au moment du contact avec celui-ci pour éviter que la pointe se déforme et, éventuellement, glisse sur le roc ou s'endommage suffisamment pour compromettre l'atteinte de la résistance géotechnique recherchée. Par ailleurs, dans cette situation, l'utilisation de pointes Oslo est indiquée pour la réussite de la mise en œuvre. Mentionnons aussi que, dans ce contexte, les pieux forés sont probablement les plus appropriés.

Suivi de l'enfoncement des pieux battus

Le suivi de l'enfoncement des pieux battus doit être effectué autant par l'entrepreneur que par le surveillant. Pour ce faire, le surveillant doit remplir le formulaire V-1876 *Journal de fonçage d'un pieu battu ou vibrofoncé* qui se trouve en annexe du guide de surveillance ou sur le site Web du Ministère[1].

Critère de refus théorique et critère de refus de chantier

Mentionnons d'abord que la résistance géotechnique d'un pieu battu peut être corroborée par l'atteinte d'un critère de refus à l'enfoncement du pieu. Le critère de refus initialement présenté par l'entrepreneur avec sa note de calcul des pieux est établi de manière théorique. Il est habituellement vérifié à l'aide d'un essai de chargement dynamique sur l'un des premiers pieux foncés au chantier. À la suite de cette vérification, le critère de refus théorique est confirmé ou réajusté, et un nouveau critère de refus est alors établi : il s'agit du critère de refus de chantier. Ce dernier est beaucoup plus juste que le critère de refus théorique et vient donc le remplacer. L'entrepreneur doit s'en servir pour tous les pieux qui restent à foncer. Si le critère théorique s'avère moins exigeant que le critère de refus de chantier, c'est selon ce dernier qu'il doit rebattre les pieux qui auraient déjà été foncés.

[1] www.transports.gouv.qc.ca

Par ailleurs, en pratique, on considère que la résistance géotechnique des pieux est atteinte lorsque le critère de refus de chantier est atteint à trois reprises consécutives. À ce propos, il est très important de soulever une mise en garde concernant les pieux atteignant le refus sur un roc de bonne qualité pour lequel un enfoncement très faible, voire nul, du pieu est attendu. Dans ce cas précis et fréquent, l'atteinte du critère de refus une ou deux fois peut être suffisante, la probabilité d'endommager les pieux croissant avec le nombre de tentatives.

Formulaire V-1876 *Journal de fonçage d'un pieu battu ou vibrofoncé*

Le formulaire présenté à la figure 3.5-1 permet de suivre avec précision l'enfoncement d'un pieu sur toute sa longueur. Cet enregistrement doit être fait pour chacun des pieux à enfoncer par battage. Les données ainsi recueillies pour les pieux peuvent être comparées entre elles ainsi qu'avec les données provenant des sondages géotechniques. Ces données sur toute la longueur des pieux sont surtout utiles en cas de problème et elles sont grandement appréciées lorsque cela est nécessaire puisqu'elles permettent à l'ingénieur en géotechnique de vérifier si le comportement du pieu est normal et s'il correspond aux attentes. Si des anomalies ont été rencontrées en cours de battage, le suivi effectué aura beaucoup à révéler. Le surveillant doit contacter l'ingénieur auteur de l'étude géotechnique ou le spécialiste en fondations de la Direction générale des structures et lui transmettre ce formulaire si des interrogations surviennent au chantier. Le concepteur doit également être impliqué dans les discussions en cours à ce sujet.

Le surveillant doit donc soigneusement noter l'information relative au battage de chaque pieu sur le formulaire V-1876, *Journal de fonçage d'un pieu battu ou vibrofoncé*. Deux approches sont possibles pour faire le suivi de l'enfoncement :

- compter le nombre de coups en fonction de l'enfoncement;
- mesurer l'enfoncement en fonction du temps.

Nombre de coups en fonction de l'enfoncement

Le surveillant doit noter le nombre de coups nécessaire pour un enfoncement donné (ou noter l'enfoncement pour un nombre de coups donné, selon ce qui lui semble le plus pratique). Par exemple, au début du fonçage, le surveillant peut compter le nombre de coups nécessaire à un enfoncement d'un mètre, et ce, pour les quelques premiers mètres ou tant que l'enfoncement progresse assez rapidement. Bien que fastidieux, ce suivi est relativement facile à faire puisque le pieu est marqué à l'avance par l'entrepreneur, à l'aide d'un trait, à chaque mètre à partir de la pointe du pieu, comme exigé dans le CCDG. Lorsque le nombre de coups par mètre devient trop élevé (> 100 par exemple), le surveillant peut alors compter l'enfoncement pour un nombre de coups établi. Ce nombre est diminué progressivement pour être égal, vers la fin du battage, au nombre de coups du critère de refus établi au chantier ou, provisoirement (si le critère de refus de chantier n'est pas encore disponible), à celui établi théoriquement par l'entrepreneur. Ultimement, c'est l'enfoncement constaté à la suite de la série de coups de marteau établissant le critère de refus de chantier qui devrait figurer au formulaire. Des instruments de comptage manuel et des applications mobiles facilitent un comptage plus juste. La hauteur de la chute est notée parce qu'elle pourrait être diminuée, au besoin, au passage d'une couche de sol dense ou d'une zone de blocs.

Cette approche du suivi de l'enfoncement des pieux est surtout adaptée aux chantiers où un marteau à chute libre sur câble est utilisé. Quant aux marteaux hydrauliques et à diesel, ils ont une cadence de battage trop rapide pour qu'il soit possible de compter les coups sans avoir trop d'écart avec la réalité.

Enfoncement en fonction du temps

Avec l'utilisation d'un marteau hydraulique ou à diesel, l'approche de l'enfoncement en fonction du temps est privilégiée. Avant le début de l'enfoncement, le surveillant peut ajouter sur le pieu des marques intermédiaires (au 0.5 m ou 0.25 m par exemple), dans la partie supérieure surtout, entre les traits au mètre fait par l'entrepreneur. Le surveillant établi ensuite une unité de temps (par exemple une minute) et mesure l'enfoncement du pieu pendant ce délai. Par exemple, avec la fonction chronomètre disponible sur tous les téléphones cellulaires, il n'a qu'à cliquer sur « tour » (*lap*) chaque fois qu'un mètre est atteint pour connaître le temps d'enfoncement par mètre. L'énergie de battage utilisée est notée sur le formulaire parce qu'elle pourrait être diminuée en cours d'enfoncement, au besoin, au passage d'une couche de sol dense ou d'une zone de blocs. La cadence et tout changement de cadence doivent également être consignés de manière rigoureuse sur le formulaire.

Quand l'enfoncement du pieu se rapproche du critère de refus, lequel s'exprime en nombre de coups par millimètre d'enfoncement, le surveillant doit changer d'approche et utiliser celle présentée plus haut, soit celle du nombre de coups en fonction de l'enfoncement. Il continue le suivi de cette manière jusqu'à l'atteinte du critère de refus à trois reprises consécutives.

L'enfoncement des pieux mis en place par vibrofonçage doit également être consigné dans le formulaire V-1876 selon l'approche de l'enfoncement en fonction du temps, et en s'assurant que le critère de refus est bien atteint pour chaque pieu à la fin de l'enfoncement. Les derniers enregistrements devraient donc correspondre au critère de refus atteint trois fois de suite.

Par ailleurs, de plus en plus d'entrepreneurs sont équipés de systèmes de battage favorisant l'acquisition automatique en temps réel de toutes les données en continu et en fonction du temps. Pendant le battage des pieux, l'entrepreneur doit permettre à l'équipe de surveillance de faire le suivi en temps réel de chaque pieu : l'énergie de battage utilisée, la profondeur d'enfoncement de la pointe et le taux d'enfoncement (nombre de coups par mètre). Le moment venu, il doit également faire la démonstration de l'atteinte du critère de refus (théorique ou de chantier, selon le cas), et ce, autant à la fin de l'enfoncement du pieu que pendant la vérification du battage et du rebattage (s'il y a lieu). De plus, l'entrepreneur accepte habituellement de transmettre au surveillant, à sa demande, le rapport de battage contenant ces informations. L'accès à celles-ci ne libère toutefois pas le surveillant de l'obligation de réaliser le suivi du fonçage à l'aide du formulaire prévu à cette fin.

État final du pieu

La section « État final » dans la partie inférieure du formulaire V-1876 (figure 3.5-1) sert à vérifier le comportement du pieu en fin de battage. Ainsi, une fois le battage d'un pieu terminé, le surveillant doit noter dans cette section du formulaire l'enfoncement constaté à la suite des 100 derniers coups de marteau. Il notera également la longueur totale avant et après l'arasement, le nombre de joints présents dans le pieu, le temps de fonçage de chaque pieu, l'écart (en mm) par rapport à la position x-y théorique du pieu et la déviation (en %) du pieu par rapport à son axe théorique. De plus, un croquis identifiant chacun des pieux d'une semelle doit être dessiné sur le formulaire et le numéro du pieu correspondant doit être noté. Ultimement, il sera possible de comparer entre eux tous les pieux de la semelle et vérifier que tous ont un comportement similaire à la fin du fonçage.

Procédure de rebattage

Lors de l'atteinte du refus dans un roc très fracturé (ou très friable), dans un till dense ou un sol très dense contenant une fraction importante de particules fines (environ 15 % et plus de particules inférieures à 80 μm), ou lorsque cela est indiqué au devis spécial, la stabilité du critère de refus doit être vérifiée par battage sur trois pieux (les pieux de référence) parmi les premiers enfoncés pour une même unité de fondation. Le délai d'attente, indiqué au devis spécial, est d'au minimum 24 heures après l'atteinte du refus des pieux dans le roc. Ce délai peut toutefois être de plusieurs jours pour un refus dans des sols très denses comportant des particules fines.

Le battage des trois pieux de référence, après le délai prescrit au devis spécial, permet de vérifier que le critère de refus appliqué est toujours respecté. Cette exigence vise à ce que soit pris en compte le phénomène de relaxation associé à ce type de roc ou de sol. Si la vérification par battage de ces trois pieux est conforme aux exigences, c'est-à-dire si le critère de refus est respecté (donc stable) sur les trois pieux, il n'est pas nécessaire de rebattre l'ensemble des pieux. Cependant, si un des pieux de référence n'est pas conforme aux exigences, l'entrepreneur doit rebattre tous les pieux de la semelle au moins 24 heures après la fin du battage de chacun. Il s'agit alors d'un premier rebattage des pieux au regard de ce qui est prévu au devis spécial et au bordereau des quantités pour le rebattage des pieux.

Au moins 24 heures (ou selon le délai prescrit au devis spécial) après le premier rebattage, il faut effectuer une seconde vérification, par battage des trois mêmes pieux de référence pour déterminer à nouveau si le critère de refus est stable ou non. S'il ne l'est pas, la procédure indiquée précédemment doit être répétée jusqu'à ce que le critère de refus soit stable sur les trois pieux de référence.

Important

Aucun rebattage ne doit être effectué dans le cas des pieux entièrement foncés dans des sols cohérents (sols argileux) et des pieux conçus principalement pour supporter des charges en friction (c'est-à-dire les pieux flottants, leurs pointes ne reposant pas sur un horizon de sol porteur, un bloc ou le roc).

Par ailleurs, dans le cas d'une semelle de superficie très étendue, comme la semelle d'un long mur de soutènement sur pieux, par exemple, il est raisonnable de croire que les conditions géotechniques puissent varier significativement sous l'emprise de la semelle. Ainsi, il est acceptable de subdiviser la semelle en quelques zones sur lesquelles la procédure de battage sera appliquée distinctement, cela afin d'éviter de rebattre inutilement l'ensemble des pieux chaque fois que le critère de refus n'est pas atteint.

Arrimage au roc d'un pieu muni d'une pointe Oslo

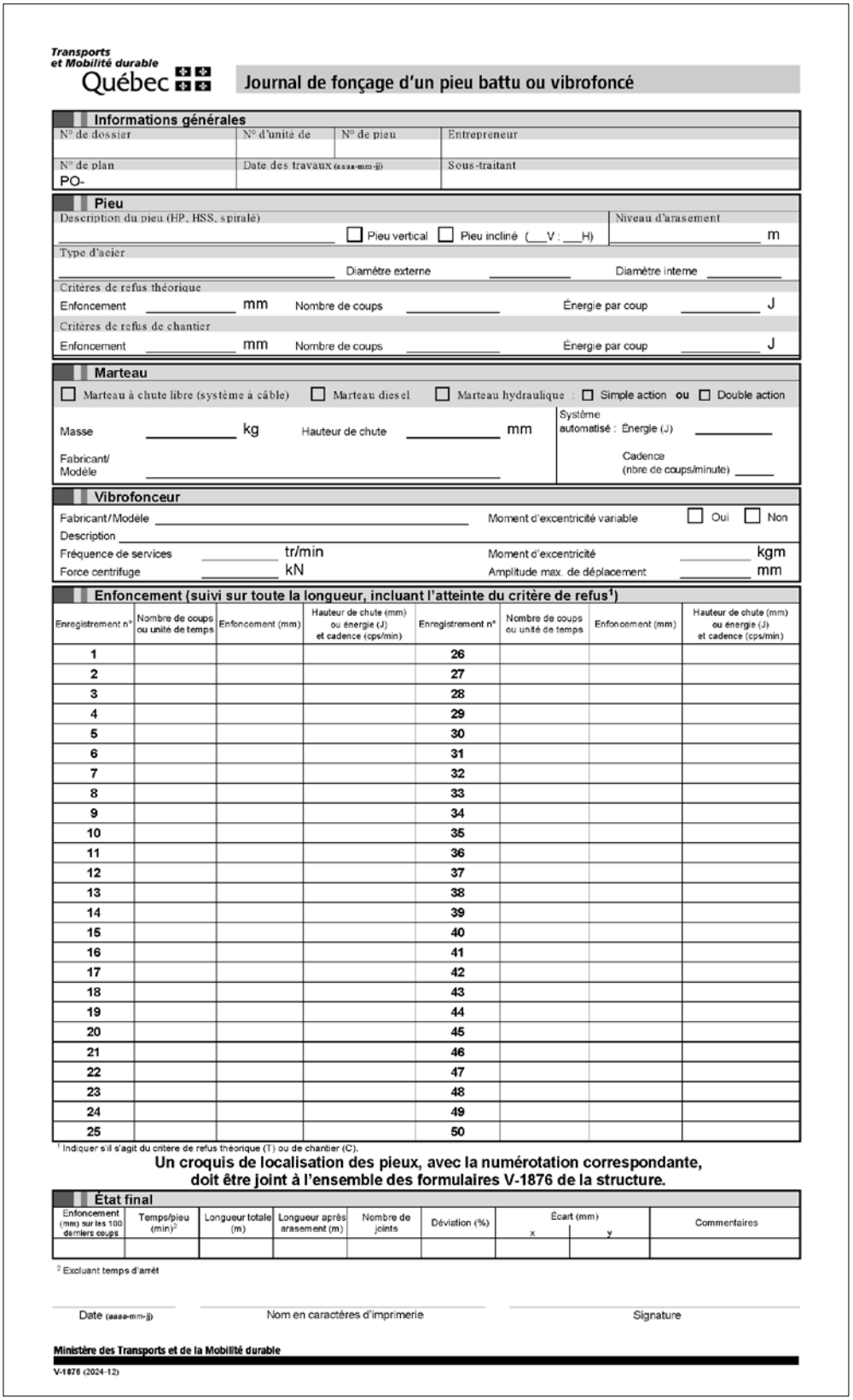
Il est parfois nécessaire d'arrimer au roc le pieu muni d'une pointe Oslo. L'objectif visé est d'augmenter la retenue latérale à la base du pieu afin d'éviter qu'elle ne glisse sur le roc. La procédure d'arrimage détaillée est fournie au devis spécial.

En résumé, lorsque la pointe du pieu approche la surface du roc, l'énergie de battage est réduite à un niveau très faible, soit à 25 % de celle prévue dans le critère de refus. Évaluer la distance entre la pointe du pieu et la surface du roc peut certainement être difficile et il est préférable de se fier aux rapports de forages les plus proches et, le cas échéant, aux pieux déjà battus à proximité du pieu en cours de battage. Par la suite, en appliquant le nombre de coups prévu dans le critère de refus et en fonction de l'enfoncement constaté avec ce faible niveau d'énergie, on incrémente (ou non) le niveau d'énergie. Le battage doit ainsi se poursuivre par séries de coups dont le nombre correspond à celui du critère de refus et l'énergie transmise au pieu doit être augmentée graduellement lorsque l'enfoncement constaté correspond à l'enfoncement prévu dans le critère de refus, et ainsi de suite, jusqu'à ce que les trois constituants du critère de refus soient satisfaits : le nombre de coups, l'enfoncement et le niveau d'énergie.

Cette procédure s'applique autant aux marteaux à câble qu'aux marteaux hydrauliques.

Mise en garde

Le devis type met en garde le concepteur contre l'utilisation de la pointe Oslo dans les rocs friables, mous ou de très mauvaise qualité puisqu'il pourrait en résulter un nombre excessif de rebattages.



Transports et Mobilité durable
Québec

Journal de fonçage d'un pieu battu ou vibrofoncé

Informations générales

N° de dossier	N° d'unité de	N° de pieu	Entrepreneur
N° de plan	**Date des travaux** (aaaa-mm-jj)		**Sous-traitant**
PO-			

Pieu

Description du pieu (HP, HSS, spiralé) ☐ Pieu vertical ☐ Pieu incliné (__V : __H) — Niveau d'arasement _____ m

Type d'acier _____ Diamètre externe _____ Diamètre interne _____

Critères de refus théorique
Enfoncement _____ mm Nombre de coups _____ Énergie par coup _____ J

Critères de refus de chantier
Enfoncement _____ mm Nombre de coups _____ Énergie par coup _____ J

Marteau

☐ Marteau à chute libre (système à câble) ☐ Marteau diesel ☐ Marteau hydraulique : ☐ Simple action **ou** ☐ Double action

Masse _____ kg Hauteur de chute _____ mm
Système automatisé : Énergie (J) _____
Fabricant/ Modèle _____
Cadence (nbre de coups/minute) _____

Vibrofonceur

Fabricant/Modèle _____ Moment d'excentricité variable ☐ Oui ☐ Non
Description _____
Fréquence de services _____ tr/min Moment d'excentricité _____ kgm
Force centrifuge _____ kN Amplitude max. de déplacement _____ mm

Enfoncement (suivi sur toute la longueur, incluant l'atteinte du critère de refus[1])

Enregistrement n°	Nombre de coups ou unité de temps	Enfoncement (mm)	Hauteur de chute (mm) ou énergie (J) et cadence (cps/min)	Enregistrement n°	Nombre de coups ou unité de temps	Enfoncement (mm)	Hauteur de chute (mm) ou énergie (J) et cadence (cps/min)
1				26			
2				27			
3				28			
4				29			
5				30			
6				31			
7				32			
8				33			
9				34			
10				35			
11				36			
12				37			
13				38			
14				39			
15				40			
16				41			
17				42			
18				43			
19				44			
20				45			
21				46			
22				47			
23				48			
24				49			
25				50			

[1] Indiquer s'il s'agit du critère de refus théorique (T) ou de chantier (C).

Un croquis de localisation des pieux, avec la numérotation correspondante, doit être joint à l'ensemble des formulaires V-1876 de la structure.

État final

Enfoncement (mm) sur les 100 derniers coups	Temps/pieu (min)[2]	Longueur totale (m)	Longueur après arasement (m)	Nombre de joints	Déviation (%)	Écart (mm) x	Écart (mm) y	Commentaires

[2] Excluant temps d'arrêt

Date (aaaa-mm-jj) Nom en caractères d'imprimerie Signature

Ministère des Transports et de la Mobilité durable

V-1876 (2024-12)

Figure 3.5-1 Formulaire V-1876 « Journal de fonçage d'un pieu battu ou vibrofoncé *»*

Forage (Pieux forés)

Les pieux forés atteignent habituellement le roc, mais ils pourraient aussi bien s'arrêter dans le sol si la résistance géotechnique y était suffisante pour les besoins de la conception.

Un court forage dans le roc est habituellement spécifié dans les plans et devis. La longueur du forage dépend notamment de la qualité du roc, de la capacité géotechnique recherchée, de l'inclinaison du roc et du diamètre du pieu. On vise entre autres à s'assurer que le tube sera encastré dans le roc sur tout son pourtour.

Par ailleurs, immédiatement après le forage, l'entrepreneur doit s'assurer que le tube d'acier est appuyé au fond du trou sur sa pleine section. En effet, le retrait du trépan laisse un espace entre le roc et la base du pieu (« *toe gap* ») qui peut atteindre plus de 30 cm selon l'outil de forage utilisé. Le marteau de fond de trou utilisé pendant le forage est généralement utilisé pour refermer cet espace. Pour ce faire, le marteau est retiré du tube et appuyé au sommet de ce dernier, puis une série de coups est donnée jusqu'à ce que l'enfoncement s'arrête. Cette opération dure quelques secondes seulement. Si le surveillant a un doute quant à l'appui complet de la pointe sur le roc, il peut demander une vérification à l'aide d'une méthode appropriée à la situation, par exemple l'inspection visuelle par le haut du pieu à l'aide d'une lampe de poche puissante, l'inspection visuelle à l'aide d'une caméra vidéo ou l'utilisation d'un critère de refus calculé avec des méthodes reconnues. Sauf en cas de doute de la part du surveillant ou si spécifié au devis spécial, le critère de refus n'est généralement pas demandé pour les pieux forés.

Le nettoyage des pieux forés est normalement demandé au devis spécial pour assurer la qualité du béton à mettre en place par la suite, et ce, en particulier lorsque le béton est structural. Si le pieu n'est pas rempli d'eau, le nettoyage peut être vérifié par le haut à l'aide d'une lampe de poche puissante ou d'une caméra vidéo. Lorsque la base du pieu est submergée (le plus souvent), le nettoyage peut se faire en ajoutant de l'eau claire et en pompant l'eau chargée de sédiments.

Les exigences et le niveau de contrôle sur les opérations d'encastrement du tube dans le roc, de qualité de roc atteint dans le forage, de nettoyage et de bétonnage du pieu sont établis par le concepteur dans le devis spécial. Dans les cas les plus complexes, les exigences de mise en œuvre d'un pieu foré pourraient être comparables à celles d'un pieu caisson.

Une fois que le pieu est accepté par le surveillant, l'entrepreneur doit prendre toutes les précautions nécessaires pour éviter de le déplacer ou de le déstabiliser. Entre autres, il doit éviter tout impact avec la machinerie en circulation au chantier, par exemple s'il est prévu d'excaver les sols autour des pieux après leur enfoncement.

Les essais de chargement dynamique sont souvent réalisés sur la section d'acier avant la mise en place du béton, mais peuvent aussi être faits après le bétonnage. Le devis spécial doit préciser l'option. Dans le cas contraire, il faut communiquer avec le concepteur pour en discuter, en prenant en compte les hypothèses de conception quant au mode de transmission des charges, c'est-à-dire via la section d'acier, la section de béton ou une combinaison des deux. Enfin, les analyses CAPWAP sont généralement peu utiles pour les pieux forés qui portent en pointe, ce qui est habituellement le cas, à moins que les pieux soient particulièrement longs. Autrement, les analyses CAPWAP peuvent être demandées au devis spécial.

Tableau des pieux

Une fois la mise en œuvre des pieux terminée, un tableau par unité de fondation est inséré par le surveillant sur le plan final « tel que construit ». Le chapitre « Généralités » du présent manuel donne plus de détails relatifs à ce tableau. L'information au tableau est nécessaire pour les références futures.

3.5.1.1 Pieux en acier (battus, forés, vibrofoncés)

Pour le pieu en acier, qu'il soit tubulaire ou en H, l'énergie maximale de battage est limitée à 6 J par millimètre carré de section d'acier du pieu.

Dans certaines situations particulières, l'entrepreneur peut souhaiter utiliser une énergie de battage un peu supérieure à 6 J/mm^2 afin de faciliter l'enfoncement. Il est possible de le faire en instrumentant le pieu avec des accéléromètres et des jauges de déformation afin de connaître la contrainte maximale transmise au pieu par le marteau. Cependant, en aucun cas la contrainte induite dans le pieu ne doit être supérieure à 85 % de la limite élastique de l'acier (0,85 F_y). Cette analyse, qui doit être réalisée par une entreprise spécialisée en analyse dynamique de pieux et présentée par écrit au surveillant, doit être transmise au concepteur pour commentaires avant que l'entrepreneur ne soit autorisé à procéder.

De plus, lors de l'atteinte du critère de refus, des opérations de rebattage (s'il y a lieu) et des essais de chargement dynamique (voir la section 3.5.2.1), il est important de vérifier que la contrainte transmise en pointe du pieu n'excède pas la résistance en compression du roc. Le cas échéant, il pourrait s'ensuivre un problème de rebattage excessif.

Exemple de détermination de la hauteur de chute

Considérons un pieu en H de 250 mm fabriqué en acier dont la limite élastique est de 350 MPa, ayant une section de 10 900 mm^2 et battu avec un marteau de 2 000 kg. L'énergie maximale permise de battage obtenue est de 65 400 J, ce qui correspond à une hauteur de chute maximale de 3,33 m. En effet :

E_{max} = 6 x 10 900 = 65 400 J

h = E ÷ (M x g) = 65 400 ÷ (2 000 x 9,81) = 3,33 m

Soudure

Les joints doivent être réalisés au moyen de soudures bout à bout à pleine pénétration. Puisque ces soudures sont structurales, les exigences du chapitre 8 « Ouvrages en acier et en aluminium » du présent manuel s'appliquent, notamment leur vérification à 100 % de leur longueur par ultrasons sur au moins 25 % du nombre total de joints d'une unité de fondation. Les joints à vérifier sont choisis par le surveillant, et la vérification doit être faite par une entreprise reconnue, de façon à garantir leur qualité. L'article 15.8.5.4 « Soudures » du CCDG exige aussi que les soudures soient réalisées par soudage à l'arc avec électrode enrobée (SMAW), processus courant de soudure au chantier. Le procédé de soudage avec fil fourré (FCAW ou MCAW) est autorisé, mais un abri est requis. Cette technique limite les arrêts-départs dans la soudure.

Le CCDG exige que les joints soudés soient positionnés perpendiculairement à l'axe du pieu pour favoriser un meilleur comportement structural du pieu lors du battage.

Mentionnons que l'article 15.8.5.4.2 « Contrôle des soudures » du CCDG exige que l'inspecteur en soudage atteste sur-le-champ auprès du surveillant que les soudures sont conformes aux exigences et lui remette un rapport écrit dans les 7 jours suivants. Le devis type permet cependant qu'un superviseur en soudage remplace l'inspecteur pour faire l'inspection visuelle avant, pendant et après la réalisation des joints bout à bout en chantier sur les pieux. Le superviseur s'assure entre autres que les conditions dans lesquelles les soudures sont mise en œuvre respectent les exigences permettant l'utilisation des procédés FCAW et MCAW. Il n'en demeure pas moins, dans tous les cas, que l'inspection par ultrason doit être faite par un inspecteur en soudage certifié.

Dans le cas des pieux tubulaires fabriqués avec une plaque torsadée, le devis spécial exige également un contrôle des soudures réalisées en usine lors de la fabrication des pieux. Le contrôle consiste, d'une part, sur 100 % des pieux, à vérifier la rectitude, avec une tolérance de L/500 et, d'autre part, sur 15 % des tubes de chaque lot, avec un minimum de trois tubes, à faire :

- une inspection par ultrasons sur 1 m de soudure, aux deux extrémités;
- une vérification par ultrasons sur 100 % des soudures d'aboutement de plaques;
- une vérification du décalage des plaques avec une tolérance correspondant à moins de 10 % de l'épaisseur de la plaque et à 3 mm maximum.

On mesure la rectitude en tenant compte de la longueur des tubes qui sont expédiés au chantier. Quant au décalage des plaques, il est mesuré par la prise d'une droite aléatoire tracée d'un bout à l'autre du pieu. Les mesures de décalage sont effectuées pour chaque intersection entre les soudures et cette droite.

Lors de l'enfoncement d'un pieu en acier en H, il faut s'assurer que l'orientation de l'axe fort des pieux est conforme aux plans d'atelier. Si l'information n'est pas présente dans ces plans, le surveillant doit consulter le concepteur.

Pieu en acier tubulaire rempli de béton

Les pieux mixtes, composés d'un tube en acier foncé puis bétonné, sont souvent utilisés dans les ouvrages du Ministère. Lorsque ces pieux sont soumis à des efforts importants de traction, on peut installer des ancrages qui relient leur centre au roc. Dans ce cas, le détail de ces ancrages est donné dans les plans. Le surveillant doit vérifier la profondeur et la propreté des trous des ancrages. Le nettoyage se fait habituellement par jet d'eau.

Les exigences citées précédemment au sujet de l'énergie de battage et de la mise en place des pieux battus (pieux en acier) s'appliquent également au tube des pieux mixtes.

Lorsque les pieux tubulaires sont ancrés, l'entrepreneur doit respecter les exigences du chapitre 4 « Ouvrages en béton » du présent manuel, notamment celles concernant l'utilisation d'une trompe à l'intérieur d'eux pour éviter la ségrégation du béton.

Le béton peut être placé en chute libre dans le pieu tubulaire, pourvu que ce dernier soit muni d'une pointe et qu'il soit libre d'eau pour le bétonnage. Une goulotte de centrage doit être installée dans la section armée à la partie supérieure d'un pieu tubulaire, et la vibration est exigée pour la partie armée.

3.5.1.2 Pieu caisson

Le pieu caisson est mis en œuvre par l'enfoncement d'un tube jusqu'au roc et par l'excavation du sol à l'intérieur du tube. Une fois le roc atteint, on effectue un forage de façon à constituer une emboîture. Une cage d'armature est ensuite insérée à l'intérieur du tube et de l'emboîture, qui sont par la suite remplis de béton.

En général, le pieu caisson a un diamètre allant de 1 000 mm à plus de 3 000 mm. Cependant, des pieux caissons aussi petits que 406 mm (16 po) de diamètre sont parfois construits sur des chantiers du Ministère. La profondeur de leur emboîture dépend de la nature du roc et de la capacité portante à obtenir. Les pieux caissons de grand diamètre (environ 1 500 mm et plus) sont toujours foncés à la verticale.

Le pieu caisson est moins utilisé que le pieu en acier tubulaire, il est donc moins connu. Sa mise en place requiert beaucoup plus de connaissances et de précautions, autant de la part du surveillant que de celle de l'entrepreneur.

Les joints sont réalisés avec des soudures bout à bout ayant une pénétration d'au moins 80 %. Si toutefois le tube d'acier est conçu pour participer à la résistance ou à la rigidité du pieu, les soudures doivent être à pénétration complète. Les exigences du chapitre 8 « Ouvrages en acier et en aluminium » de ce manuel s'appliquent, notamment la vérification à 100 % des soudures au moyen de contrôles non-destructifs par une entreprise reconnue de façon à assurer la qualité des soudures.

L'article 15.8.5.4 « Soudures » du CCDG exige que les soudures des sections de tube soient réalisées par soudage à l'arc avec électrode enrobée (SMAW) ou avec fil fourré (FCAW ou MCAW). Dans ce dernier cas toutefois, il faut installer un abri au pourtour du pieu afin que le vent ne dissipe pas la protection gazeuse de la soudure. Plus de détails sur ces types de soudures sont donnés à la section 8.3 « Matériaux » de ce manuel sous la rubrique « Métal d'apport de soudures ».

En général, des plaques d'acier de renforcement, d'une hauteur d'environ 300 à 500 mm, sont soudées à la base du tube d'acier, sur sa partie externe, pour empêcher l'ovalisation ou la détérioration du tube lors de sa descente dans des sols plutôt denses et lors de son encastrement dans le roc. De plus, des dents de forage sont souvent utilisées à la base du tube d'acier pour faciliter son encastrement dans le roc. Les caractéristiques de ces éléments de renforcement, incluant le détail des soudures prévues, doivent être montrées aux plans d'atelier.

Une protection anticorrosion peut être nécessaire lorsque le tube d'acier est pris en compte dans le calcul structural des pieux ou pour améliorer l'esthétisme de la partie apparente des pieux caissons. L'épaisseur du revêtement de métallisation est spécifiée en fonction des exigences énoncées au tableau 2.10-3 du chapitre 2 du *Tome III – Ouvrages d'art* de la collection Normes – Ouvrages routiers du Ministère. Le surveillant doit s'assurer que l'entrepreneur prévoit une marge de manœuvre suffisante sur la hauteur de métallisation pour que la profondeur d'encastrement du tube ne soit pas contrôlée par la position de la métallisation.

Le CCDG exige que les travaux relatifs aux pieux caissons soient réalisés par une firme spécialisée dans l'enfoncement de tels pieux. De plus, il exige qu'un ingénieur spécialisé en géotechnique, ayant une expérience d'au moins 5 années dans la mise en place de pieux caissons, soit présent à la première réunion de chantier traitant des fondations sur pieux caissons et aux phases critiques suivantes pour chaque pieu, c'est-à-dire :

- lors de l'encastrement du tube au roc;
- au début de la réalisation de l'emboîture;
- lors de l'inspection du scellement et de l'emboîture.

Ces exigences du CCDG visent à ce que l'entrepreneur ait vraiment les connaissances requises pour mener à bien ces travaux spécialisés. Toutefois, si plusieurs pieux caissons font partie du même contrat et que la mise en place des premiers s'est bien déroulée, il est recommandé de ne pas exiger la présence au chantier de l'ingénieur spécialisé en géotechnique de l'entrepreneur pour les autres, sauf en ce qui concerne l'inspection de l'emboîture, pour laquelle le visionnement au bureau par caméra vidéo doit suffire.

Cette façon de faire est imposée par le faible nombre d'ingénieurs en géotechnique expérimentés disponibles pour assurer ces responsabilités. Le surveillant doit être vigilant et prendre le temps nécessaire pour évaluer les compétences des ressources de l'entrepreneur. En cas de doute, il doit consulter le spécialiste en fondations du Ministère.

Forage de contrôle

Lorsque le devis spécial le précise, l'entrepreneur doit réaliser le nombre de forages de contrôle spécifié. Ces forages, réalisés au moyen du carottier de calibre NQ, visent à qualifier le roc le long de l'emboîture et sous le plancher de celle-ci. La longueur minimale du forage sous le plancher de l'emboîture, spécifiée au devis spécial, dépend du mode de portance du pieu caisson. Ce forage de contrôle doit être réalisé avant la mise en place du pieu caisson, car il permet de préciser, directement au droit du pieu, l'élévation de la surface du rocher, l'élévation du contact entre le roc fracturé et le roc sain (le cas échéant) et les caractéristiques (nature, récupération, RQD, résistance en compression simple, etc.) de ces deux horizons de roc. On pourra donc mieux prévoir l'encastrement du tube nécessaire à son scellement dans le roc ainsi que la longueur totale de forage correspondant à la longueur d'emboîture demandée, entre autres.

Lorsqu'il est impossible d'effectuer le forage de contrôle avant la mise en œuvre du pieu caisson, le surveillant doit s'assurer que les dispositions nécessaires ont été prises pour que les carottes de roc soient intactes, notamment au moyen d'un carottier de calibre NQ dans lequel un dispositif anti-vibration a été installé pour fixer le train de tiges.

Ce forage est réalisé par une entreprise spécialisée en forage et supervisé en permanence sur place par un laboratoire de géotechnique engagé par l'entrepreneur. Le devis spécial mentionne que les forages de contrôle doivent permettre de déterminer avec précision l'élévation du contact sol/roc en évitant, notamment, l'utilisation d'une méthode de forage destructive à l'approche du roc.

Une fois le forage terminé, les travaux liés à la mise en œuvre de ce pieu caisson sont suspendus jusqu'à ce que le surveillant remette à l'entrepreneur un avis écrit l'autorisant à poursuivre les travaux. L'avis du surveillant est délivré dans un délai maximal de 5 jours à la suite de la remise du rapport du laboratoire au surveillant.

En cas de doute sur la qualité du roc, le surveillant doit consulter le spécialiste en fondations du Ministère. Un roc très fracturé dans la zone de l'emboîture pourrait être problématique lors du bétonnage du pieu. En effet, une perte de béton importante peut survenir à travers les fractures, susceptible même, dans certaines conditions particulières, d'atteindre l'emboîture ouverte d'un pieu adjacent. De concert avec le concepteur et le géotechnicien, l'entrepreneur doit prévoir et prévenir une telle situation.

Dans le cas d'une fondation qui reposera sur de nombreux pieux caissons de diamètre inférieur à 1 500 mm, le nombre de forages de contrôle à réaliser est réduit selon le nombre de pieux caissons prévu pour cette unité de fondation. L'emplacement des forages est alors choisi par le surveillant si le concepteur ne l'a pas déjà imposé dans les plans et devis.

Enfin, l'entrepreneur doit mettre à jour ses plans d'atelier en fonction des informations tirées des forages de contrôle des emboîtures.

Enfoncement et excavation des sols

Il faut vérifier la localisation du pieu caisson avant son enfoncement. Des repères devraient être mis en place à l'extérieur de la semelle, particulièrement si le fond est détrempé et boueux. Il importe de bien situer le pieu caisson, de suivre par la suite ses déplacements lors de l'enfoncement et de contrôler sa position finale par rapport aux exigences du CCDG.

La position finale du pieu caisson est très importante pour assurer la stabilité de l'ouvrage. Pour vérifier son emplacement et sa verticalité pendant tout le fonçage, il faut placer deux repères d'arpentage sur des axes perpendiculaires et veiller à ce qu'ils se trouvent à une distance suffisante du pieu caisson pour ne pas être altérés par les vibrations induites par le fonçage.

L'entrepreneur doit soumettre au surveillant, pour information, la méthode qu'il entend utiliser pour contrôler la position et la verticalité du pieu caisson. Cette exigence du CCDG vise la détection rapide de toute déviation pour que les correctifs requis soient apportés à temps.

Si le tube s'écarte de l'axe prévu, il faut chercher à le replacer ou à le redresser le plus près possible de la position prévue ou, au moins, à l'intérieur des tolérances permises.

Le tube du pieu caisson est enfoncé par battage, vibration ou oscillation. Lorsqu'il est enfoncé par battage, l'énergie nécessaire peut être inférieure à celle nécessaire pour les pieux tubulaires battus, puisque le sol à l'intérieur du tube est excavé au fur et à mesure de l'enfoncement du tube.

L'excavation à l'intérieur du tube se fait généralement au fur et à mesure de l'enfoncement du pieu caisson. Cette opération peut cependant se dérouler à la fin de l'enfoncement si le sol traversé est plutôt lâche.

Important

Si l'excavation se fait au fur et à mesure, il faut s'assurer que le tube précède l'excavation pour qu'aucun vide ne se forme au pourtour du tube; par cette précaution, on préserve la qualité de la retenue latérale et la résistance en friction du pieu caisson.

Le niveau d'eau à l'intérieur du tube doit être contrôlé en tout temps et ne jamais se situer en dessous du niveau correspondant aux pressions interstitielles existantes à la base du pieu caisson. Si une surpression d'eau, par rapport à ce niveau de pression, est nécessaire pour empêcher les infiltrations lors de l'enfoncement d'un pieu caisson dans un sol de faible compacité, elle doit être contrôlée et limitée à 10 kPa (soit l'équivalent d'une hauteur d'eau d'environ 1 m) pour ne pas créer de remaniement des sols au pourtour du tube d'acier.

Une fois le socle rocheux atteint, il faut s'assurer que le tube est bien scellé, c'est-à-dire encastré au roc sur tout son pourtour de manière à empêcher toute infiltration de sol ou éboulement de fragments de roc dans l'amorce de l'emboîture. À titre indicatif seulement, le scellement est généralement atteint avec un encastrement de l'ordre de 300 mm dans le roc sain (ou de bonne qualité). Bien que l'encastrement du tube soit souvent spécifié aux plans, cet aspect de la mise en œuvre doit être déterminé par l'entrepreneur, et non par le concepteur de l'ouvrage. Par ailleurs, le scellement pourrait être atteint avec un encastrement de moins de 300 mm dans un roc peu fracturé, comme il pourrait être obtenu avec une longueur plus importante dans un roc plutôt fracturé, avant d'atteindre le roc de bonne qualité. L'important est que l'encastrement assure le scellement, qui doit être vérifié à l'aide d'une inspection par caméra vidéo. Afin de pouvoir l'observer clairement, il faut nettoyer, au besoin, tout le roc effrité qui se trouve au-dessus du niveau de la base du tube et utiliser un floculant (par exemple, de l'alun) pour rendre l'eau transparente.

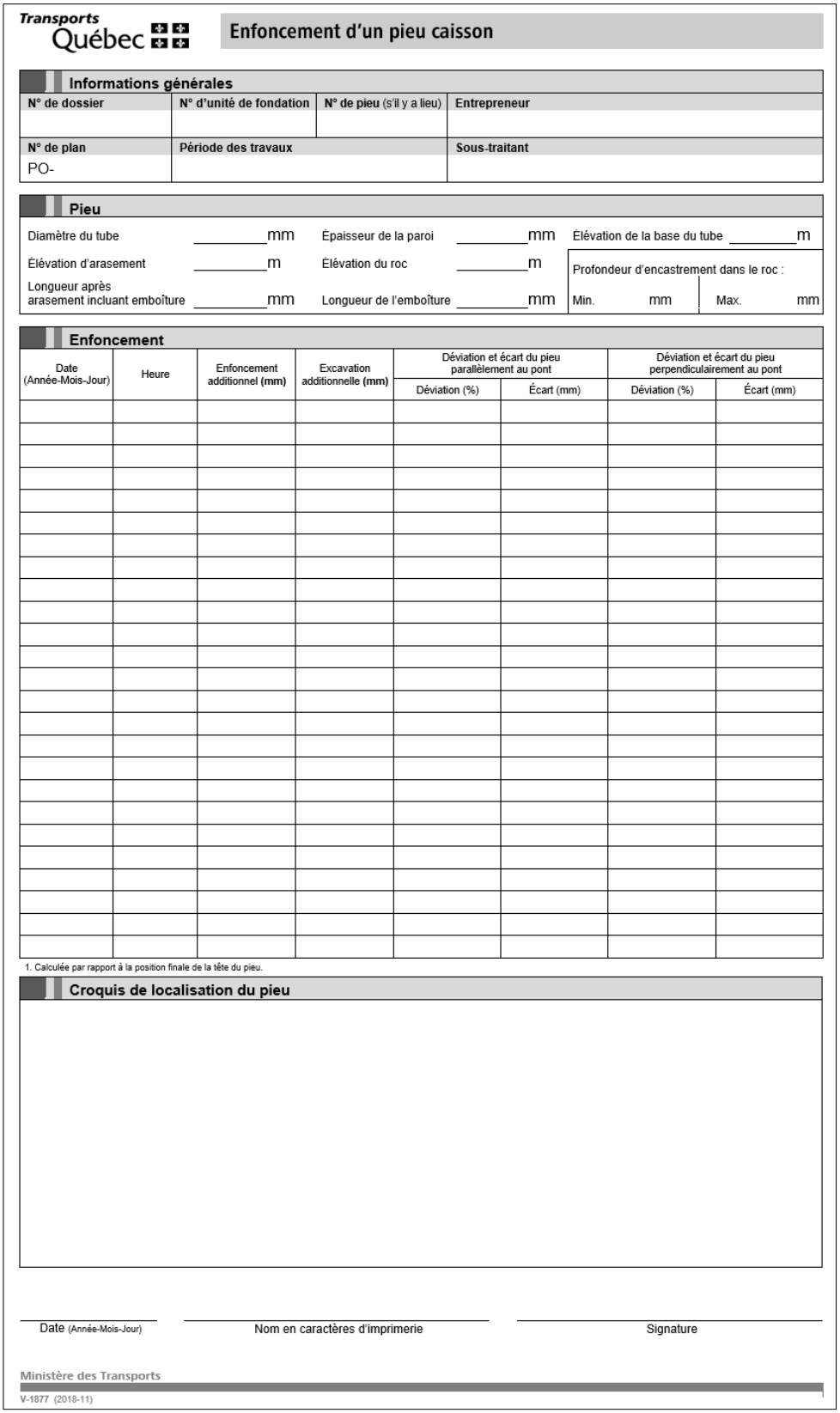
S'il s'avérait difficile de sceller le tube d'acier dans le roc, l'entrepreneur pourrait choisir de bétonner la hauteur de forage déjà réalisée pour colmater les ouvertures, puis de forer le béton. Ce forage devrait présenter un diamètre juste assez grand pour donner une paroi de roc, et non une paroi de béton. L'entrepreneur peut aussi tenter de préinjecter du coulis à partir d'un forage de petit diamètre réalisé au centre de la future emboîture pour colmater le réseau de fissures ou de vides dans le massif de roc avant de commencer le forage et le scellement du tube. Dans ce cas, le surveillant doit questionner l'entrepreneur sur la pression d'injection qu'il compte utiliser, car une pression trop élevée pourrait occasionner le claquage des sols situés au-dessus et en périphérie.

Après le scellement, le tube d'acier doit demeurer en place sur toute sa longueur. Le Ministère n'accepte plus que le tube d'acier soit retiré peu de temps après le bétonnage, car la colonne de béton peut se déformer au contact de sols de faible résistance. Cette façon de faire est encore pratiquée aux États-Unis, en Europe et ailleurs dans le monde, car elle permet à l'entrepreneur de réutiliser le même tube d'acier pour la mise en œuvre de plusieurs pieux caissons.

Suivi de l'enfoncement

Le suivi de l'enfoncement des pieux caissons doit être effectué autant par le surveillant que par l'entrepreneur. Ce suivi est très important, puisqu'il permet de corriger rapidement toute anomalie concernant l'emplacement et la verticalité du pieu caisson. Si les correctifs ne sont pas apportés rapidement, le problème s'amplifiera et rendra les correctifs de plus en plus complexes. S'il n'est pas possible de ramener le caisson à l'intérieur des tolérances du CCDG, le surveillant doit consulter le concepteur afin de modifier si possible l'ouvrage en fonction des écarts constatés.

Le surveillant doit soigneusement noter l'information relative à l'enfoncement sur le formulaire V-1877 *Enfoncement d'un pieu caisson* présenté à la figure 3.5-2. Il est recommandé de remplir une ligne du formulaire lorsque l'enfoncement depuis la dernière inscription atteint une valeur se situant entre 500 et 1 000 mm tout en conservant un minimum de deux enregistrements par jour. Il faut inscrire la date et l'heure de chaque inscription ainsi que l'enfoncement et l'excavation mesurés depuis la précédente. La déviation du pieu caisson selon les deux axes mentionnés sur le formulaire doit également être mesurée de façon précise et être notée. Le surveillant ne doit pas hésiter à suspendre les travaux s'il constate que la déviation excède les tolérances prévues aux CCDG.



Transports Québec

Enfoncement d'un pieu caisson

Informations générales

N° de dossier	N° d'unité de fondation	N° de pieu (s'il y a lieu)	Entrepreneur

N° de plan	Période des travaux	Sous-traitant
PO-		

Pieu

Diamètre du tube _____ mm
Épaisseur de la paroi _____ mm
Élévation de la base du tube _____ m
Élévation d'arasement _____ m
Élévation du roc _____ m
Profondeur d'encastrement dans le roc : Min. mm Max. mm
Longueur après arasement incluant emboîture _____ mm
Longueur de l'emboîture _____ mm

Enfoncement

Date (Année-Mois-Jour)	Heure	Enfoncement additionnel (mm)	Excavation additionnelle (mm)	Déviation et écart du pieu parallèlement au pont		Déviation et écart du pieu perpendiculairement au pont	
				Déviation (%)	Écart (mm)	Déviation (%)	Écart (mm)

1. Calculée par rapport à la position finale de la tête du pieu.

Croquis de localisation du pieu

Date (Année-Mois-Jour) _____ Nom en caractères d'imprimerie _____ Signature _____

Ministère des Transports

V-1877 (2018-11)

Figure 3.5-2 Formulaire V-1877 « Enfoncement d'un pieu caisson »

Inspection des sols autour du pieu caisson

Le surveillant doit s'assurer que les méthodes de travail de l'entrepreneur n'entraînent pas une baisse de la résistance latérale des sols autour du pieu caisson. Il doit donc vérifier que les travaux sont effectués selon les règles de l'art : le tube doit précéder l'excavation et être bien scellé au roc (c'est-à-dire présenter un bon encastrement pour garantir sa stabilité et prévenir les infiltrations de sédiments); la pression des équipements et du nettoyage ne doit pas provoquer une diminution de la résistance des sols environnants, etc. Le surveillant doit demeurer vigilant quant à l'évolution de la compacité des sols autour des pieux caissons lors des travaux.

Toute perte de compacité des sols doit entraîner l'arrêt des travaux et une révision des méthodes de travail avant que la reprise des opérations soit autorisée. Le concepteur doit participer à ce processus. Mentionnons cependant que le fonçage peut créer, au pourtour immédiat du tube, un affaissement léger et uniforme du sol, sans que cela mette en péril la résistance latérale des sols.

Le surveillant juge qu'une perte de résistance latérale peut s'être produite lors de la mise en place du pieu caisson s'il observe :

- une cavité ou un affaissement localisé et non uniforme à proximité ou autour du tube;
- des signes de boulance ou des sols perturbés ou remaniés au pourtour du tube;
- un bouillonnement à la surface de l'eau ou des mouvements d'eau localisés lors des travaux faits à partir de la surface d'un cours d'eau;
- des signes que la pression des équipements de forage sur les sols est trop forte ou que le niveau d'eau est non contrôlé à l'intérieur d'un tube non scellé.

Dans ce cas, l'entrepreneur doit réaliser à ses frais les sondages nécessaires aux endroits potentiellement problématiques pour vérifier la compacité des sols pulvérulents ou la résistance au cisaillement des sols cohérents. Il doit ensuite présenter par écrit au surveillant, pour information, l'emplacement envisagé des sondages et des essais *in situ,* et en laboratoire le cas échéant, etc.

Le rapport de sondages doit être signé par un ingénieur membre de l'Ordre des ingénieurs du Québec et remis au surveillant au moins 48 heures avant le bétonnage du pieu caisson.

Si les sondages montrent que les sols sont trop perturbés par rapport à leur état initial et n'offrent plus, selon le surveillant, la résistance latérale requise, l'entrepreneur doit lui présenter par écrit les travaux d'amélioration des sols qu'il propose de faire pour corriger la situation. Ces travaux sont exécutés à ses frais.

Une fois ces travaux terminés, l'entrepreneur doit remettre au surveillant un rapport préparé et signé par un ingénieur en géotechnique membre de l'Ordre des ingénieurs du Québec. Ce rapport décrit les travaux réalisés et atteste que la résistance latérale des sols est adéquate. Il doit être remis au surveillant au moins 48 heures avant le bétonnage du pieu caisson.

Emboîture

L'emboîture est réalisée une fois que le tube d'acier est bien scellé sur tout son pourtour dans le roc.

L'entrepreneur doit présenter au surveillant son programme de travail pour la réalisation des emboîtures au moins 14 jours avant leur exécution.

Comme à l'étape de l'enfoncement du tube, le suivi du forage de l'emboîture doit être effectué autant par le surveillant que par l'entrepreneur.

L'emboîture est un forage effectué dans le roc sous le niveau du tube du pieu caisson pour ancrer adéquatement ce dernier et procurer les résistances géotechniques requises par le concepteur. Le sommet et la longueur de l'emboîture sont indiqués dans les plans et devis. La longueur est habituellement de quelques mètres dans le roc sain. Si le roc en place est de mauvaise qualité sur une grande épaisseur, le concepteur aura probablement prévu une emboîture de plus grande dimension. L'emboîture peut être réalisée au moyen de foreuses de grand diamètre, de marteaux fond de trou et de trépans. Lorsqu'un trépan ou un marteau fond de trou est utilisé, les débris de roc sont généralement retirés du tube ou de l'emboîture au moyen d'une excavatrice à clapet ou d'un baril vidangeur. Si les débris de roc sont suffisamment concassés dans le fond de l'emboîture, on peut utiliser un tube récupérateur rotatif de grand diamètre pour les extraire.

La profondeur de l'emboîture peut être mesurée au moyen d'une chaîne et d'une pesée suffisamment lourde pour pouvoir différencier le plancher de roc du fond de l'emboîture et des dépôts de sédiments accumulés au fond.

Exigence lors du forage de l'emboîture

Le CCDG exige que l'ingénieur géotechnicien de l'entrepreneur soit présent au début de cette étape de la réalisation. Il est primordial de bien centrer le forage dans le tube d'acier afin d'obtenir le meilleur centrage possible de la cage d'armature par la suite, ce qui assurera sa verticalité et un recouvrement de béton (dans l'emboîture, dans le tube et dans la colonne, le cas échéant) conforme aux spécifications des plans et devis.

Enfin, le devis spécial peut spécifier une inspection par caméra de l'amorce de l'emboîture, c'est-à-dire après quelques dizaines de centimètres de forage, afin de s'assurer d'un scellement optimal du tube d'acier dans le roc avant d'entreprendre le forage complet de l'emboîture. Cette exigence pourrait être incluse dans le devis lorsque la perte de sol autour d'un pieu caisson pourrait avoir des conséquences majeures sur les structures à proximité, telles que les chemins de fer et les pylônes d'Hydro-Québec. À cet effet, voir le paragraphe « Inspection par caméra vidéo » plus bas. Il va de soi qu'une certaine clarté d'eau sera nécessaire pour réaliser cette inspection par caméra, si requise. Voir également le paragraphe « Nettoyage de l'emboîture » ci-dessous.

Nettoyage de l'emboîture

Le nettoyage a lieu une fois que le forage de l'emboîture est terminé. Si le pieu est étanche à l'eau, le nettoyage s'effectue habituellement à l'aide d'un mécanisme à succion qui permet d'éliminer l'eau et les dépôts au fond du tube. Cependant, il n'est pas souvent possible d'éliminer l'eau du pieu caisson. Dans la majorité des cas, le nettoyage s'effectue donc par ajout d'eau propre dans le tube jusqu'à ce que l'eau retirée du pieu soit limpide. L'objectif est d'obtenir des images claires à l'inspection par caméra vidéo ainsi qu'un fond d'emboîture exempt de tout débris.

Si, à la base du pieu, il existe un écoulement de l'eau vers l'intérieur du pieu caisson dû à une pression artésienne empêchant de diminuer la turbidité de l'eau, le CCDG exige que soit ajoutée, au-dessus du pieu caisson, une section de tube suffisamment longue pour augmenter le niveau de l'eau dans le tube au-dessus du niveau statique et pour équilibrer les pressions d'eau existantes à l'intérieur et à l'extérieur du pieu caisson. Le nettoyage en sera grandement facilité.

Inspection par caméra vidéo

Avant la mise en place de la cage d'armature et le bétonnage, une entreprise spécialisée dans ce domaine doit effectuer une inspection par caméra vidéo afin de vérifier la qualité du roc, l'encastrement du tube d'acier et le nettoyage final de l'emboîture. En plus des normes énoncées à l'article 15.3.5.1.2 « Pieux caissons » du CCDG, l'inspection par caméra vidéo jusqu'au fond de l'emboîture des pieux caissons doit respecter les exigences suivantes :

- chaque enregistrement doit être réalisé avec une caméra possédant un pivot permettant de visualiser la paroi selon un angle droit et d'observer le fond de l'emboîture selon une vue en plan;
- l'éclairage doit être assez puissant pour permettre d'observer les couleurs, les textures et tout autre aspect particulier à l'intérieur du pieu caisson;
- l'ingénieur en géotechnique affecté aux travaux par l'entrepreneur doit décrire la base du tube d'acier et la zone d'encastrement (qualité du contact, infiltration, déformation du tube, déchirure, bris hors profil du roc, etc.);
- cet ingénieur doit décrire les parois de l'emboîture (qualité, texture, nature, bris hors profil, etc.);
- il doit aussi décrire le fond de l'emboîture (qualité, nature, texture, débris de roc ou de sédiments);
- l'enregistrement doit contenir une piste sonore qui relate l'inspection tout en spécifiant fréquemment l'orientation de la caméra, soit en référence aux points cardinaux, par rapport à un système 0-360 degrés, un système horaire (0-12 heures), ou autres.

L'inspection du pieu caisson doit être officialisée au moyen du formulaire F319.1, *Contrôle de la qualité d'un pieu caisson* (présenté à la figure 3.5-3), signé par l'ingénieur en géotechnique mandaté par l'entrepreneur.

Transports Québec

Direction générale des structures

CONTRÔLE DE LA QUALITÉ D'UN PIEU CAISSON

1. GÉNÉRALITÉS

Dossier n° : _____ Route : _____ Obstacle : _____
Plan n° : PO-_____ Pieu caisson n° : _____ Municipalité : _____
Entrepreneur / sous-traitant fondations : _____

2. CHEMISE D'ACIER

Usine de fabrication : _____ Type d'acier : _____
Diamètre externe : _____ mm Diamètre interne : _____ mm
Hauteur : _____ m Élévation dessus : _____ m Élévation base : _____ m

3. LOCALISATION DU PIEU CAISSON

Unité de fondation n° : _____ Pieu caisson n° : _____

Croquis de localisation :

4. INTERVENANTS – INSPECTION

Firme d'inspection – vidéo-inspection : _____ Téléphone : _____
Représentant du surveillant : _____ Téléphone : _____
Représentant de l'entrepreneur : _____ Téléphone : _____

5. VIDÉO – INSPECTION

5.1 Chemise d'acier

	Élévation (m)	**Observation** (ovalisation / fissure / déchirure, etc.)
Dessus		
Base (extrémité)		

5.2 Encastrement de la chemise d'acier dans le roc

Base en contact constant sur la paroi de roc : ☐ conforme ☐ non conforme _____
Profondeur d'encastrement dans le roc : minimum : _____ m maximum : _____ m

- Qualité du roc : _____ (surface unie, présence de joints – fissures ouvertes, blocs détachés, cavités et leur position[1])
- Infiltration de sol : _____ (aucune, minime, importante – un ou plusieurs points d'entrée)
- Remarque : _____

5.3 Emboîture dans le roc

5.3.1 Paroi verticale (type de roche, fissures / joints, cavités, zones de cisaillement, rugosité, texture, position des anomalies[1])

- 0 – 1 m : _____
- 1 – 2 m : _____
- 2 – 3 m : _____
- 3 – 4 m : _____
- 4 – 5 m : _____
- 5 – 6 m : _____
- – m : _____

5.3.2 Fond de l'emboîture

Élévation du fond : _____ m
Observations : _____
(fond intact, débris sur le fond, sédiments, etc.)

6. DÉCLARATION / ACCEPTATION

Je déclare, par la présente, que le pieu caisson n° _____ est conforme, incluant l'encastrement et l'emboîture, et que l'insertion de la cage d'armature ainsi que le bétonnage peuvent être réalisés dans les plus brefs délais (< 2 jours) :

Ingénieur géotechnique qui a effectué la vérification : _____ (Nom en caractères d'imprimerie) _____ (Signature) Date : ____/____/____ (AAAA / MM / JJ)

[1] Méthode « horaire » : ex. à 12h, 3h, etc.; 12h étant le nord

F319.1 (2019-01)

Figure 3.5-3 Formulaire F319.1 « Contrôle de la qualité d'un pieu caisson *»*

Si la visibilité est réduite en raison d'une trop grande concentration de particules fines en suspension, un floculant, tel l'alun, peut être utilisé pour clarifier l'eau. L'accumulation de floculants peut nécessiter un dernier nettoyage avant l'inspection par caméra.

L'inspection par caméra est réalisée sur tous les pieux caissons. Dans le cas d'une fondation qui reposera sur un grand nombre de pieux caissons de petit diamètre (soit < 762 mm, ou 30 po), le nombre d'inspections par caméra demandé au devis spécial peut être réduit. Dans ce cas, si le concepteur n'a pas déjà imposé, dans les plans et devis, les pieux sur lesquels les inspections sont réalisées, c'est le surveillant qui les choisit.

Le surveillant doit aussi s'assurer que le roc en place correspond à ce qui était annoncé dans les rapports de forages géotechniques, qu'il présente une surface rugueuse et nette, exempte de débris de roc, de cailloux, de gravier ou de terre, et qu'il est nettoyé de toute partie lâche. Si le roc est fracturé au-delà de ce qui avait été entrevu, le surveillant doit consulter le concepteur et le spécialiste en fondations du Ministère afin de vérifier, lors de la préparation des plans et devis, si le roc a bien la capacité prévue.

Si l'inspection par caméra montre encore des sédiments, des fragments de roc ou des débris dans le pieu caisson, le surveillant peut exiger un dernier nettoyage. L'objectif est d'obtenir un fond d'emboîture exempt de tout débris.

Arasement

Avant de procéder à l'arasement du pieu caisson, l'entrepreneur doit fournir au surveillant un rapport d'enfoncement et d'inspection signé par un ingénieur spécialisé en géotechnique, normalement celui qui était présent aux phases critiques des travaux. Ce rapport doit décrire les travaux réalisés et attester qu'ils sont conformes aux exigences contractuelles. Le rapport doit inclure les enregistrements vidéo (en format numérique) de l'inspection pour qu'ils puissent être, eux aussi, déposés au dossier de la structure.

Une fois que le surveillant se déclare satisfait du rapport remis et après avoir reçu du concepteur son acceptation écrite du rapport d'inspection par caméra, il autorise par écrit l'entrepreneur à procéder à l'arasement du pieu caisson.

Armature

Avant d'insérer les cages d'armature dans le pieu caisson, le surveillant doit refaire une vérification de la hauteur du pieu caisson, y compris l'emboîture, afin de s'assurer de l'absence d'accumulation de débris au fond du pieu caisson depuis le nettoyage. La différence de hauteur mesurée ne doit pas excéder 50 mm, sinon un nettoyage supplémentaire est exigé. Le surveillant mesure aussi la longueur des cages afin de s'assurer qu'elles correspondent bien à la profondeur du fond de l'emboîture et que les longueurs de chevauchement sont respectées. Il doit également vérifier, par la même occasion, la rigidité des cages d'armature ainsi que la présence des cales de plastique avec patin de glissement assurant la distance prévue entre les armatures et la paroi du tube, comme l'exige le chapitre 4 « Ouvrages en béton » de ce manuel. Il doit finalement vérifier la présence de tubes d'auscultation sonique (voir le paragraphe ci-dessous).

Rappelons que ces cales doivent être placées selon un espacement maximal de 1,2 m, autant verticalement qu'horizontalement. Immédiatement avant d'autoriser l'insertion à la verticale de chaque cage à l'intérieur du pieu caisson, le surveillant vérifie que la cage est bien verticale et libre de toute déformation.

Le devis spécial peut exiger qu'une inspection par caméra soit réalisée à la suite de la mise en place de la cage d'armature, pour vérifier qu'une cage d'armature très lourde et élancée ne comporte pas de déformations importantes. À titre d'exemple, les cages comportant deux rangs d'armature ou plusieurs longueurs de barres d'armature longitudinale jointées peuvent exiger de telles inspections. Lorsque le devis spécial exige cette inspection, le surveillant doit s'assurer qu'elle est bel et bien réalisée.

Bétonnage

En cas de problème lors du bétonnage du pieu caisson, et avant que cette opération ne soit réalisée, le surveillant doit consulter le concepteur pour obtenir des directives particulières sur la façon de réaliser un joint de construction non prévu dans les plans. Il est important de noter qu'il faut éviter de réaliser un joint de construction dans l'emboîture et sur une certaine distance au-dessus de celle-ci pour ne pas affaiblir cette partie du pieu caisson.

Lorsque l'emboîture peut être asséchée, un béton autoplaçant de construction (de type XIV-C) peut être utilisé sur toute la hauteur du pieu caisson. Lorsqu'il est impossible d'assécher l'emboîture, le béton de type XV (antilessivage), conformément aux articles 15.3.3 « Matériaux » et 15.4.3.9 « Bétonnage sous l'eau » du CCDG, doit être mis en place selon les exigences relatives au bétonnage sous l'eau du chapitre 4 « Ouvrages en béton » de ce manuel.

Important

Avant de commencer le bétonnage, il faut s'assurer que les pressions d'eau dans le tube sont équilibrées par rapport aux pressions d'eau environnantes à la base du tube. Si l'eau sort du tube en surface, cela signifie que les pressions d'eau sont trop élevées à la base du tube et qu'il y a un risque que cela entraîne le lessivage du béton en pointe et, conséquemment, qu'il y ait création d'un *soft toe*. Se référer au paragraphe « Nettoyage de l'emboîture » pour obtenir plus de détails quant à l'équilibre des pressions d'eau.

Au début du bétonnage, il faut s'assurer que la conduite de bétonnage se trouve au fond de l'emboîture. Par la suite, l'extrémité inférieure de cette conduite doit toujours être immergée dans le béton avec une profondeur constante d'environ 2 m lors de la remontée de la conduite. Pour faciliter cette opération, l'utilisation d'une conduite graduée est exigée. Le bétonnage doit se poursuivre jusqu'à ce que toute l'eau et la laitance soient complètement évacuées.

Il peut être difficile de déterminer le moment où le bétonnage peut être arrêté et si tout le béton de mauvaise qualité en surface a bien été retiré. Pour cette raison, le CCDG exige qu'au minimum l'équivalent de 1 m de hauteur de béton soit évacué par le haut du tube d'acier. ////

Une fois que toute l'eau et la laitance sont évacuées et que le béton est reconnu conforme, la partie supérieure (2 m environ) du pieu caisson doit être vibrée. Même si la vibration est généralement contre-indiquée pour le béton de type XV, il est tout de même recommandé de vibrer légèrement, mais hors de l'eau seulement, la quantité minimale requise afin de placer le béton autour des barres d'armature de la cage et d'éliminer tout vide qui pourrait demeurer logé dans les 2 m supérieurs du pieu. Enfin, il faut mentionner que, sous ces 2 m, la vibration n'est pas jugée nécessaire, car la tête de pression créée par le béton frais est généralement suffisante pour pousser le béton à travers la cage d'armature et ainsi remplir tous les vides. Si un béton autoplaçant de construction (type XIV-C) est utilisé, ce qui pourrait être le cas dans une emboîture sèche, la vibration n'est pas nécessaire. En effet, ce type de béton est suffisamment fluide pour se placer adéquatement autour des barres. Dans les faits, non seulement il n'est pas nécessaire de le vibrer, mais la vibration pourrait même nuire à sa qualité.

Si le surveillant constate des anomalies lors du bétonnage ou de la cure du béton qui peuvent laisser croire à un problème de consolidation du béton, un essai d'auscultation sonique (*crosshole sonic logging* [CSL]) devrait être réalisé dans ce pieu.

La section « Bétonnage sous l'eau » du chapitre 4, « Ouvrages en béton », donne également d'autres précisions sur le bétonnage des pieux caissons en présence d'eau.

Essais d'auscultation sonique

Les essais d'auscultation sonique (CSL) visent à confirmer la qualité du bétonnage dans les pieux caissons de plus de 760 mm (30 po) de diamètre.

Les essais sont décrits au CCDG et sont exigés au devis spécial pour toutes les catégories de ponts dont les unités de fondation reposent sur des pieux caissons, pour la semelle des murs soutenant les remblais d'approche aux abords des ponts essentiels et principaux, et pour la fondation d'une pile de type monocaisson (un seul caisson fixé à un chevêtre) reprenant des charges de glace ou de séisme (peu importe la catégorie d'importance sismique).

Le nombre de pieux caissons à tester dans chacun des cas est spécifié au devis spécial et doit correspondre à ce qui suit :

- pour les ponts essentiels et principaux ainsi que pour les murs :
  - un nombre équivalant à 50 % de celui des pieux lorsque l'unité de fondation repose sur 10 pieux caissons ou moins,
  - un nombre équivalant à 20 % de celui des pieux lorsque l'unité de fondation repose sur plus de 10 pieux caissons;
- pour les autres ponts : un seul essai par unité de fondation. Toutefois, si le rapport d'étude géotechnique fait état de conditions de roc laissant entrevoir des difficultés de scellement (roc en pente, fracturé en surface, etc.), le devis spécial peut spécifier un nombre d'essais équivalant à ce qui est prévu pour les ponts essentiels et principaux;
- pour les piles de type monocaisson reprenant des charges de glace ou de séisme, un essai CSL doit être spécifié dans chacun de ces pieux.

L'emplacement des essais n'est généralement pas spécifié au devis spécial. C'est au surveillant de déterminer le ou les pieux caissons qui seront testés à la suite de l'inspection par caméra et en fonction du déroulement des opérations de chantier qui précèdent le bétonnage (scellement, forage, nettoyage, etc.).

Le responsable des essais CSL doit être un ingénieur membre de l'Ordre des ingénieurs du Québec possédant au moins trois années d'expérience dans le domaine des essais de ce type; cet ingénieur ne doit pas avoir de lien d'emploi avec l'entrepreneur.

Lorsqu'une non-conformité est décelée à l'essai, le surveillant doit consulter le concepteur.

Tubes métalliques pour les essais d'auscultation sonique

L'essai CLS est réalisé au moyen de tubes métalliques placés au préalable à l'intérieur de la cage d'armature. Un coulis est injecté dans ces tubes après l'essai.

Le CCDG exige que soient installés des tubes métalliques d'auscultation verticaux sur tous les pieux caissons qui ont un diamètre supérieur à 760 mm (30 po), même si aucun essai d'auscultation sonique n'est prévu. Cette exigence vise à laisser la possibilité d'effectuer un tel essai en cas de doute sur la qualité du bétonnage. Mentionnons toutefois que l'essai CSL n'est alors pas prévu au contrat et que les frais qui en découlent doivent être assumés par le Ministère. Le surveillant doit donc dans ces cas discuter de la possibilité de faire un essai CSL avec le responsable de la direction générale territoriale (DGT) concernée et le concepteur.

Ainsi, pour chaque pieu caisson de diamètre supérieur à 760 mm, le nombre de tubes métalliques à installer doit respecter le ratio d'un tube pour 300 mm de diamètre d'emboîture, comme le spécifie la norme ASTM D6760 « Standard Test Method for Integrity Testing of Concrete Deep Foundations by Ultrasonic Crosshole Testing ».

Les tubes doivent être installés sur la cage d'armature, à la verticale, parfaitement parallèles les uns par rapport aux autres et équidistants sur le périmètre. Le parallélisme des tubes entre eux est primordial afin de ne pas fausser le signal en cours d'essai et, ultimement, les résultats finaux. Dans tous les cas, quatre tubes au moins doivent être installés. Lorsque les tubes doivent être jointés, l'utilisation de joints mécaniques est obligatoire. L'utilisation de ruban adhésif est interdite. Le surveillant doit noter la position exacte de chaque joint mécanique. Cette donnée est importante pour optimiser l'interprétation des résultats d'analyse.

Les tubes doivent être remplis d'eau avant que le béton soit coulé dans les pieux. Un bouchon étanche doit protéger le dessus et le dessous des tubes et empêcher l'intrusion de béton dans ces derniers.

Une période minimale de 3 jours doit s'écouler entre la fin du bétonnage d'un pieu et le début de l'essai. Les essais doivent être effectués par une firme spécialisée en contrôle de la qualité du béton sous la supervision du responsable des essais CSL.

Lorsque les essais CSL sont terminés, ou sur remise d'un avis écrit du surveillant si des tubes ont été installés sans qu'un essai soit exigé, un coulis cimentaire correspondant à la norme 3901 « Coulis cimentaires » du Ministère doit être injecté dans les tubes à partir de leur base.

Dans le cas d'une fondation qui reposera sur de nombreux pieux caissons de diamètre inférieur à 762 mm (ou 30 po), l'essai CSL ne peut être réalisé, faute d'espace pour une bonne insertion de la conduite de bétonnage dans la cage d'armature. Des essais dynamiques sont généralement prévus au devis pour vérifier la résistance géotechnique de ces petits pieux caissons. Si aucun essai dynamique n'est prévu, l'inspection par caméra devient alors de la plus haute importance, puisqu'elle est le seul moyen de contrôler la qualité de la réalisation de ces éléments.

3.5.2 Résistance géotechnique

La résistance géotechnique des pieux battus, travaillant en friction ou en pointe, est déterminée par des essais de chargement dynamique. La résistance géotechnique ultime est définie comme étant la capacité des sols environnant le pieu à résister à la charge d'essai. La charge d'essai correspond à la charge de conception à l'état limite ultime (ELUL) divisée par le coefficient de tenue géotechnique et le coefficient de conséquence prescrits à la norme CSA S6. Les charges des essais doivent être indiquées aux plans. Si ce n'est pas le cas, le surveillant doit consulter le concepteur.

L'entrepreneur doit effectuer les essais demandés dans les plans et devis pour déterminer la résistance géotechnique. Il ne peut pas se servir du critère de refus utilisé lors du suivi de l'enfoncement des pieux. Ce critère ne servant qu'à assurer que tous les pieux ont sensiblement la même résistance géotechnique, il ne peut remplacer les essais qui détermineront si les résistances géotechniques requises par le concepteur sont vraiment atteintes sur le terrain.

Les essais que doit réaliser l'entrepreneur sont spécifiés dans les plans et devis par le concepteur selon le type de charge appliquée sur les pieux et la nature des sols en place. L'essai dynamique est exigé par le concepteur dans la très grande majorité des cas en raison de son coût moins élevé et de sa rapidité d'exécution. Par ailleurs, lorsque l'analyse dynamique est combinée à une analyse CAPWAP (*Case Pile Wave Analysis Program*), la résistance mobilisée en friction peut être différenciée de la résistance mobilisée en pointe, ce qui permet d'estimer du même coup la résistance en traction d'un pieu. L'analyse CAPWAP permet également d'évaluer l'intégrité structurale du pieu.

Mentionnons que l'analyse CAPWAP n'est généralement pas utile lorsque des pieux forés sont utilisés. En effet, comme ce type de pieu est habituellement prévu pour s'appuyer sur le roc, et étant donné la méthode de mise en place qui n'est pas favorable au développement d'une force d'adhérence entre le sol et le pieu, on peut d'emblée considérer que la très grande majorité de la résistance axiale est reprise en pointe. Par contre, si le pieu foré est prévu pour s'arrêter dans un sol dense ou dans un roc mou ou très fracturé, ou si les pieux sont particulièrement longs, l'analyse CAPWAP est justifiée. Aussi, si le surveillant a un doute quant à l'intégrité du pieu, par exemple à la suite d'un problème noté lors de l'enfoncement, des opérations de chantier subséquentes ou lors

de l'essai de chargement dynamique, l'analyse CAPWAP peut être demandée. Le Ministère défraie les coûts de l'analyse, sauf si un défaut y était soulevé, auquel cas l'entrepreneur assume ces frais ainsi que les conséquences qui en découlent (remplacement du pieu, ajout de pieu, d'armature, agrandissement de la semelle, etc.).

L'essai de traction n'est spécifié que pour les pieux travaillant en traction dans des conditions jugées particulières par l'ingénieur en géotechnique ou le concepteur de l'ouvrage. Quant à l'essai de chargement statique, bien qu'il ne soit pas interdit, il est maintenant très peu utilisé, à savoir seulement dans des conditions de chantier particulières et lorsque les charges de conception sont peu élevées. Les spécifications relatives à ces essais sont disponibles sur demande à la Direction générale des structures du Ministère.

Lorsqu'un essai est en cours, le surveillant fait suspendre, pour la durée de l'essai, tout travail susceptible de causer des vibrations dans le sol environnant le pieu d'essai, notamment le battage des pieux appartenant à la même unité de fondation que le pieu d'essai.

Une fois les essais terminés, et si la résistance géotechnique est insuffisante, il faut poursuivre l'enfoncement des pieux et recommencer les essais. S'il s'avère impossible d'atteindre la résistance géotechnique exigée, le surveillant doit consulter le concepteur. L'essai est payé uniquement lorsque les résultats sont conformes aux attentes.

Choix des pieux d'essai

Les essais ne sont pas réalisés sur tous les pieux à cause des coûts qui leur sont associés et du fait qu'il n'est pas nécessaire de tester chaque pieu pour s'assurer de l'atteinte de la résistance géotechnique. Le nombre de pieux d'essai d'un groupe de pieux est mentionné dans les plans et devis. Il est normalement de 10 % avec un minimum de trois pieux d'essai par unité de fondation lorsque la résistance géotechnique est déterminée au moyen d'essais dynamiques, et d'un pieu d'essai par unité de fondation lorsque la résistance est déterminée au moyen d'un essai de chargement statique.

L'essai de chargement statique est généralement fait sur des pieux enfoncés à la verticale, car il est très difficile à réaliser sur des pieux inclinés.

Avant de procéder aux essais, il faut enlever la partie déformée du dessus des pieux. La tête du pieu doit être parfaitement perpendiculaire à l'axe du pieu pour que la charge d'essai soit appliquée selon cet axe.

Comme le mentionne le CCDG, un des essais de chargement dynamiques peut être réalisé et payé après qu'au moins la moitié des pieux prévus à une unité auront été enfoncés. Cependant, il autorise la réalisation de deux essais dynamiques dès la mise en place des premiers pieux si leur pointe atteint le refus sur une couche de sol compétent.

Le choix des pieux d'essai revient exclusivement au surveillant, sauf si l'entrepreneur décide, comme c'est souvent le cas, de tester l'un des premiers pieux foncés avant de procéder au battage des autres. Comme cela a été mentionné au début de ce chapitre, ce premier test permet à l'entrepreneur de valider (ou, le plus souvent, de modifier), dès le début des travaux d'enfoncement, la valeur du critère de refus qu'il a établi théoriquement pour poursuivre les travaux avec un critère de refus confirmé en chantier. Le choix des autres pieux d'essai revient cependant au surveillant. Toutefois, lors de la réalisation d'essais dynamiques, le surveillant doit faire ce choix en collaboration avec le représentant de l'entreprise spécialisée mandatée par l'entrepreneur pour faire les essais.

Sols argileux

Lorsque des pieux traversent un dépôt de sols argileux et que leur pointe s'appuie fermement plus en profondeur sur le roc ou sur un horizon de compacité très dense, la consolidation du dépôt d'argile sous le poids des remblais routiers peut occasionner une friction négative sur ces pieux. Cette friction négative est produite par un effort qui s'exerce sur la paroi externe des pieux et est dirigée vers le bas sous l'action des sols argileux qui se consolident et se tassent alors que le pieu ne peut se soustraire à cet effort. Cette friction négative doit être considérée dans la note de calcul et combinée seulement aux charges permanentes.

Le battage de pieux engendre des surpressions interstitielles dans l'argile. Ces surpressions ainsi que le remaniement de l'argile à l'interface des pieux ont pour effet de réduire leur résistance géotechnique. Cependant, les surpressions d'eau sont temporaires et se dissipent après quelques semaines (généralement de 3 à 4) pour un pieu isolé, et jusqu'à quelques mois pour un groupe de pieux sous une unité de fondation.

L'entrepreneur doit attendre la dissipation des surpressions pour procéder aux essais sur des pieux qui sont de la longueur prévue lors de la conception. Le délai d'attente est précisé dans le devis spécial. Cependant, certains entrepreneurs préfèrent allonger les pieux ou encore en ajouter pour atteindre sans délai la résistance géotechnique spécifiée. Les coûts associés à cette décision de l'entrepreneur sont entièrement à sa charge. Avant d'approuver ce changement, le surveillant doit cependant consulter le concepteur afin de vérifier ses conséquences possibles sur l'ouvrage.

Lorsque les pointes des pieux sont situées dans le dépôt argileux, c'est-à-dire que les pieux ne reposent pas sur un horizon de sol très dense ou sur le roc, on parle alors de pieux *flottants*. Dans ce cas, l'entrepreneur doit réaliser les essais de résistance géotechnique sur des pieux témoins mis en place en dehors de l'ouvrage à construire, conformément aux exigences du devis spécial. Ces essais remplacent ceux à faire sur les pieux de l'ouvrage.

Dans l'optique d'optimiser l'échéancier des travaux, il faut foncer les pieux témoins le plus tôt possible en début de chantier, puisqu'ils servent à mieux définir la longueur nécessaire de ceux de l'unité de fondation. Comme ces pieux développeront une résistance géotechnique principalement en friction et dans un sol cohérent, un délai d'attente de plusieurs semaines est nécessaire entre l'enfoncement des pieux et la réalisation de l'essai permettant de déterminer la résistance géotechnique. Cette logistique implique que les pieux d'une unité de fondation ne peuvent pas être utilisés comme pieux témoins.

Note

L'entrepreneur peut être autorisé à commencer l'enfoncement des pieux de la semelle avant l'obtention des résultats d'essai sur les pieux témoins, mais il est important de retenir que, dans tous les cas, les pieux de la semelle ne doivent pas être arasés ni bétonnés tant que les résultats des essais de résistance géotechnique ne sont pas conformes aux exigences. Quand ils sont flottants, les pieux de l'ouvrage à construire doivent être de la longueur déterminée sur les pieux témoins.

Les pieux témoins sont mis en place à une distance de 10 à 30 m des pieux de l'ouvrage, dans une position qui ne doit pas nuire aux autres ouvrages à construire. Les pieux témoins doivent être mis en place selon la même méthode d'enfoncement et aux mêmes élévations que celles spécifiées pour les pieux de l'ouvrage.

Si cela est nécessaire pour éliminer l'interaction sol-pieu, en cas de fonçage des pieux témoins à partir du remblai routier par exemple, le sol (ou le remblai) doit être dégagé de la partie supérieure excédentaire ou un chemisage peut être utilisé vis-à-vis de cette partie. Sous réserve de l'avis signé par un ingénieur spécialisé en géotechnique, le dégagement ou le chemisage de la partie supérieure des pieux peut être remplacé par une soustraction de l'effet de la friction du sol dans cette partie du pieu témoin.

Pour chacun des pieux témoins, il faut réaliser un essai de chargement dynamique. Ces essais doivent être faits après la réception d'un avis écrit du surveillant, soit après une dissipation minimale de 90 % des surpressions générées au battage. Ces dernières doivent être suivies (avant le fonçage, et de 2 à 3 fois par semaine pendant la dissipation) à l'aide de 2 piézomètres pneumatiques installés pour chaque pieu témoin au moins 7 jours avant son enfoncement. Les piézomètres devront être situés à environ 1 m de chaque pieu témoin et placés en profondeur vis-à-vis du premier et du deuxième tiers de la longueur enfoncée des pieux témoins, ou selon les instructions particulières de l'étude géotechnique.

Si un ou des pieux témoins sont inclinés, la position des piézomètres doit être ajustée selon les conditions mentionnées précédemment. Le devis spécial doit préciser le nombre de pieux témoins à prévoir par unité de fondation. Pour au moins un des pieux témoins, une analyse CAPWAP est également effectuée. Les pieux d'essai sont payés selon les exigences de l'article 15.3.5.2 « Résistance géotechnique » du CCDG; le prix couvre également l'analyse CAPWAP.

Note

Enfin, si des soudures sont exigées sur les pieux témoins, la vérification par ultrasons n'est pas requise et une vérification visuelle de ces soudures est suffisante. La vérification doit cependant être faite par un inspecteur détenant la certification CSA W178.2-2018 « Certification des inspecteurs en soudage » ou CGSB (Canadian General Standards Board) de niveau 1. Il doit s'assurer que la soudure présente un minimum d'intégrité, c'est-à-dire qu'il n'y a pas de défauts visibles à l'œil nu (fissures, caniveaux, inclusions, etc.), ce qui empêcherait la propagation adéquate de l'onde de compression lors de l'essai dynamique à réaliser.

3.5.2.1 Essais de chargement dynamique

Les essais de chargement dynamique consistent à mesurer la résistance géotechnique des pieux à supporter la charge d'essai en soumettant chaque pieu d'essai à un certain nombre de coups de marteau. L'accélération de l'onde de choc (onde de compression) propagée dans le pieu et la déformation en tête des pieux sont enregistrées à chaque coup de marteau. De plus, l'essai sert à déterminer les contraintes transmises au pieu et l'intégrité de ce dernier lors du battage. Il permet de confirmer le critère de refus établi au chantier lors du battage en fonction de la résistance géotechnique à obtenir. Ces essais doivent atteindre la charge d'essai indiquée aux plans. L'énergie de battage maximale des pieux (6 J/mm^2), spécifiée au CCDG, ainsi que la contrainte maximale transmise au pieu (0,85 F_y) doivent être respectées lors de l'essai de chargement dynamique, comme elles le sont lors des opérations d'enfoncement des pieux.

Mentionnons que le nombre de coups de marteau est très limité lors de l'essai. Pour un sol argileux, il est même question d'un seul, en raison du remaniement du sol causé par les coups de marteau. En effet, un deuxième coup de marteau ne révélerait rien de plus sur la résistance géotechnique.

L'essai dynamique, qui exige beaucoup de minutie, est réalisé au moyen d'équipements sophistiqués opérés par des spécialistes dans le domaine. Le CCDG exige donc que l'essai soit effectué par une firme géotechnique spécialisée en essais sur pieux, mandatée par l'entrepreneur. Les coordonnées de la firme doivent être transmises au surveillant suffisamment à l'avance pour que ce dernier puisse vérifier auprès du concepteur que la firme est vraiment en mesure d'effectuer ce type d'essai. Bien que cet essai soit beaucoup moins exigeant que les autres pour le surveillant, ce dernier doit être présent au chantier pour veiller à son déroulement adéquat.

Matériel et procédure d'essai

L'équipement servant à l'analyse du battage des pieux comprend un appareil d'analyse dynamique du battage des pieux, appelé *analyseur de battage*, qui permet d'observer directement la forme de l'onde de choc. L'analyseur est relié par câble à des capteurs fixés au pieu pour mesurer son accélération et sa déformation. Les signaux provenant des capteurs sont envoyés à une boîte de jonction placée près de la tête du pieu, d'où ils sont transmis par câble à l'analyseur.

La procédure d'essai à utiliser est tirée de la norme ASTM D4945-17 « Standard Test Method for High-Strain Dynamic Testing of Deep Foundations ».

L'essai dynamique s'appuie sur la théorie de propagation des ondes et sur l'application de cette théorie au battage des pieux. Les données peuvent être traitées à l'aide de différents programmes informatiques s'appliquant à l'équation d'onde, le choix du programme étant laissé à la firme spécialisée. Lorsque cela est demandé dans le devis spécial, l'essai est complété par une analyse CAPWAP, qui permet de modéliser le pieu sur toute sa longueur, de préciser davantage sa résistance géotechnique et de distinguer la portion friction de la portion pointe.

Les caractéristiques du pieu, notamment sa masse, sa longueur, son module d'élasticité, sa vitesse de transmission de l'onde et certains autres facteurs se rapportant aux capteurs et au type de sol rencontré à la pointe du pieu, doivent d'abord être déterminées et inscrites dans le logiciel d'analyse pour que l'information recueillie lors du battage soit traitée.

L'analyseur contrôle l'efficacité de l'équipement en comparant l'énergie mesurée du marteau à celle des spécifications du fabricant et analyse les différents paramètres de fonctionnement, tels la variation de la hauteur de chute, les propriétés du coussin et du casque de battage, les différents carburants utilisés ainsi que les variations de durée et de température.

L'essai dynamique sur des pieux tubulaires en acier remplis de béton est particulier. Deux options sont possibles. Sans entrer dans les détails, précisons que la première consiste à réaliser l'essai sur le tube seul, ce qui a comme désavantage de faire augmenter la section du tube pour qu'il ait une résistance structurale suffisante pour reprendre, à lui seul, toute la charge d'essai. Une autre consiste à réaliser l'essai directement sur les pieux bétonnés. L'inconvénient principal de cette technique est qu'en cas de non-conformité, il est impossible d'augmenter la résistance géotechnique par enfoncement additionnel des pieux sans les endommager. Il faut alors prévoir l'ajout de pieux, avec l'approbation du concepteur. Le choix de la technique devrait être discuté entre le surveillant, le concepteur et le représentant de la firme mandatée pour réaliser l'essai.

Résultats des essais

Les résultats des essais sont considérés comme acceptables lorsque la résistance géotechnique ultime est supérieure à la charge d'essai.

L'interprétation des résultats du logiciel d'analyse dynamique doit être faite par une personne compétente en géotechnique; les résultats préliminaires doivent être transmis dans les 48 heures suivant l'essai.

L'entrepreneur doit remettre au surveillant, 7 jours après la réalisation de l'essai, un avis écrit signé par un ingénieur indiquant que les résultats de l'essai sont conformes aux exigences. Cet ingénieur doit avoir au minimum 3 années d'expérience dans le domaine des essais sur pieux et être membre de l'Ordre des ingénieurs du Québec. Cet avis est important, puisque les travaux pourront alors se poursuivre, notamment la mise en œuvre de la semelle. Un rapport final doit être ensuite préparé et signé par un ingénieur. Au plus tard 6 semaines après la réalisation de l'essai, ce rapport doit être remis au surveillant, qui doit le transmettre immédiatement au concepteur pour commentaires.

Arasement

Lorsque tous les pieux battus d'une même unité de fondation sont enfoncés et que les essais pour déterminer la résistance géotechnique sont terminés et jugés conformes, les pieux doivent être arasés à l'horizontale selon l'élévation prévue dans les plans, avec une tolérance de ± 25 mm. Ce dernier point est important pour que soit respectée la longueur d'encastrement des pieux dans la semelle. Il est essentiel d'attendre la fin des essais avant de procéder à l'arasement, car ceux-ci peuvent conclure à la non-conformité d'un ou de plusieurs pieux, auquel cas l'enfoncement doit se poursuivre, ce qui est impossible si les pieux ont déjà été arasés. L'arasement à l'horizontale s'impose pour faciliter la mise en place des armatures de la semelle, pour respecter plus facilement la longueur d'encastrement du pieu dans la semelle et pour améliorer le comportement structural des pieux.

Une fois l'arasement effectué, aucun endommagement de la partie supérieure des pieux ne doit être constaté. Si certains d'entre eux sont endommagés, le surveillant doit consulter le concepteur pour s'enquérir des correctifs à apporter.

Une fois effectué l'arasement d'un pieu tubulaire en acier qui n'est pas rempli de béton, l'entrepreneur doit installer une plaque en acier d'au moins 20 mm d'épaisseur pour empêcher le béton de la semelle de pénétrer dans le tube et, surtout, pour répartir uniformément les charges sur le pieu. Cette plaque devrait déborder de quelques millimètres le périmètre du tube pour faciliter le soudage et, surtout, pour que les charges soient uniformément réparties. Puisque la plaque doit s'ajuster au périmètre du pieu, la plaque d'un pieu incliné doit avoir une forme légèrement ovale. Les soudures doivent être réalisées selon les exigences du chapitre 8 « Ouvrages en acier et en aluminium » du présent manuel.

Dans le cas d'un pieu tubulaire en acier rempli de béton ou d'un pieu caisson, l'arasement doit être effectué avant le bétonnage pour en faciliter l'exécution; il est en effet très difficile d'araser un pieu rempli de béton sans l'endommager.

PHOTOGRAPHIES

PIEUX



Pieux en H.



Pieux tubulaires en acier.



Pieu caisson (tube métallisé).



Grue, mât et jumelle.



Casque de battage (coussin et chapeau).



Guide d'alignement sur la jumelle.



Vibrofonceur.



Cadre pour la mise en place d'un pieu caisson.



Clapet pour excaver l'intérieur d'un pieu caisson.



Trépan pour la réalisation de l'emboîture.



Repères pour situer des pieux.



Mesure de l'épaisseur d'un pieu tubulaire en acier.



Contrôle de la pente des pieux battus.



Contrôle de l'alignement à un joint soudé.



Mesure de l'enfoncement d'un pieu battu.



Instrumentation d'un pieu pour l'essai dynamique.



Essai dynamique : jauge de déformation et accéléromètre.



Essai dynamique : analyseur de battage.



Essai de chargement : banc ancré sur pieux adjacents.



Essai de chargement statique : banc ancré à l'aide de tiges d'ancrage au roc.



Essai de chargement : manomètres, vérins et extensomètres.

CHAPITRE 4

OUVRAGES EN BÉTON

TABLE DES MATIÈRES

INTRODUCTION 4-1

4.1 MATÉRIAUX 4-3

4.2 ASSURANCE DE LA QUALITÉ 4-4

4.3 MISE EN ŒUVRE 4-11

4.3.1 Coffrages 4-13
4.3.1.1 Coffrages en bois 4-21
4.3.1.2 Coffrages métalliques 4-21
4.3.1.3 Accessoires des coffrages 4-21
4.3.1.4 Préparation des coffrages 4-31
4.3.1.5 Nettoyage des coffrages 4-33
4.3.1.6 Enlèvement des coffrages 4-33

4.3.2 Étaiement 4-35

4.3.3 Armature 4-39
4.3.3.1 Enrobage de l'armature 4-52
4.3.3.2 Inspection par l'entrepreneur et avis écrit 4-58

4.3.4 Ancrages 4-60
4.3.4.1 Ancrages au moyen de coulis cimentaire 4-63
4.3.4.2 Ancrages au moyen de résine chimique 4-63

4.3.5 Béton 4-65
4.3.5.1 Préparation des surfaces à conserver 4-67
4.3.5.2 Autorisation de bétonnage 4-69
4.3.5.3 Joints de construction 4-74
4.3.5.4 Transport du béton plastique 4-76
4.3.5.5 Mise en place du béton plastique 4-80

4.3.5.6 Mise en place du béton plastique des dalles 4-85
4.3.5.7 Vibration du béton 4-126
4.3.5.8 Finition du béton 4-129
4.3.5.9 Cure des éléments en béton coulés en place 4-132
4.3.5.10 Inspection, correction et nettoyage des surfaces 4-142
4.3.5.11 Finition du béton durci 4-147

4.3.6 Imperméabilisation du béton, recouvrement avec enduit de surface et injection de fissure 4-147
4.3.6.1 Imperméabilisation du béton 4-147
4.3.6.2 Recouvrement avec enduit de surface 4-149
4.3.6.3 Injection de fissures 4-151

4.3.7 Bétonnage par temps chaud 4-152

4.3.8 Bétonnage par temps froid 4-157
4.3.8.1 Béton existant, armatures et coffrages 4-162
4.3.8.2 Types de protection 4-163
4.3.8.3 Pieu caisson et pieu tubulaire, semelle, culée, pile, béquille de portique, dalle de transition, mur de soutènement, ponceau, bloc d'assise, joint de tablier, chasse-roue, trottoir, piste cyclable, glissière et travaux de réparation 4-168
4.3.8.4 Dalle sur poutres 4-170
4.3.8.5 Dalle épaisse, tablier en béton précontraint en place et portique 4-171

4.3.9 Bétonnage sous l'eau 4-173

FIGURES

Figure 4.3-1 Terminologie d'un coffrage 4-17
Figure 4.3-2 Emplacement d'attaches de coffrages sur les coffrages de grandes dimensions 4-18
Figure 4.3-3 Attaches de coffrage 4-23
Figure 4.3-4 Selle ajustable en hauteur et support métallique 4-26
Figure 4.3-5 Support de coffrage ajustable de type Borg 4-29
Figure 4.3-6 Tirant type 4-30
Figure 4.3-7 Terminologie d'un étaiement 4-36
Figure 4.3-8 Exemple de tolérances de pose de l'armature d'une poutre 4-48
Figure 4.3-9 Cales types en plastique 4-54
Figure 4.3-10 Formulaire F311.1« Mise en place de l'armature » 4-59
Figure 4.3-11 Ancrage pour réparation avec coffrages et surépaisseur 4-61
Figure 4.3-12 Aide-mémoire avant bétonnage 4-72
Figure 4.3-13 Bétonnage d'un élément élancé 4-81
Figure 4.3-14 Contrôle de déflexion d'un étaiement lors du bétonnage d'un tablier 4-85
Figure 4.3-15 Gousset type 4-94

Figure 4.3-16 Positions du vibrateur dans un coffrage vertical 4-127
Figure 4.3-17 Nomographe d'estimation du taux d'évaporation à la surface du béton frais 4-153
Figure 4.3-18 Protection de type 3 de bétonnage par temps froid 4-167
Figure 4.3-19 Phénomène de remontée de béton frais dans un pieu caisson 4-176
Figure 4.3-20 Arbres décisionnels pour déterminer le type de protection par temps froid 4-179

TABLEAUX

Tableau 4.3-1 Tolérances de construction du béton en place 4-20
Tableau 4.3-2 Caractéristiques de l'armature en mesures métriques 4-39
Tableau 4.3-3 Caractéristiques de l'armature en mesures impériales 4-40
Tableau 4.3-4 Codes des aciéries canadiennes détenant un certificat ISO 9001 4-42
Tableau 4.3-5 Diamètre de courbure minimal 4-43
Tableau 4.3-6 Tolérances de pose de l'armature du béton coulé en place 4-47
Tableau 4.3-7 Mesures de dimensions de l'exemple d'application 4-57
Tableau 4.3-8 Type de protection à utiliser pour tous les éléments de pont, sauf les dalles sur poutres et les tabliers construits sur étaiements 4-169
Tableau 4.3-9 Type de protection à utiliser pour une dalle sur poutres 4-170
Tableau 4.3-10 Type de protection à utiliser pour le bétonnage d'un tablier sur étaiement (dalle épaisse, tablier précontraint en place et portique) 4-172

INTRODUCTION

Deux matériaux servent principalement à la construction des ponts : le béton et l'acier. Tandis que les éléments d'acier, comme les poutres de pont, sont produits dans les conditions contrôlées d'un atelier, les éléments de béton sont, pour leur part, presque toujours fabriqués en chantier. Il est donc particulièrement important que le surveillant prête une attention particulière à toutes les étapes menant à la réalisation de ces ouvrages.

Les normes du Ministère fixent les caractéristiques que doivent présenter les bétons utilisés pour les travaux sur les ponts : ce sont les exigences relatives au matériau. Le *Cahier des charges et devis généraux – Infrastructures routières – Construction et réparation* (CCDG) et le devis spécial précisent, quant à eux, les exigences de réalisation et de mise en œuvre. Dans le cas du béton, ces exigences sont de la première importance.

Il faut contrôler plusieurs points lors de la réalisation d'ouvrages en béton afin d'assurer la qualité qui est requise. Ainsi, le béton doit être mis en place dans des coffrages solides et aux bonnes dimensions, les armatures doivent être installées correctement, l'équipement employé pour la mise en place du béton doit empêcher la ségrégation de celui-ci et, finalement, une cure adéquate doit être effectuée. Plusieurs autres exigences s'appliquant à la réalisation d'ouvrages en béton seront présentées dans le présent chapitre.

Ce chapitre s'applique à tout type d'ouvrage en béton, en béton armé ou en béton précontraint réalisé en tout ou en partie avec du béton coulé en place, à l'exception des ouvrages en béton préfabriqué, qui sont couverts par le chapitre 5, et des réparations effectuées avec du béton projeté, qui sont traitées dans le chapitre 6. En plus des éléments de pont comme les semelles, les unités de fondation, le tablier, les poutres, les chasse-roues, les trottoirs, les pistes cyclables, les glissières et les dalles de transition, ce chapitre inclut le béton des bases d'étanchement, des coussins de support, des pieux, des murs de soutènement, des ponceaux, des revêtements de protection, des massifs de fondation, des massifs d'ancrage, des glissières en béton pour chantier, etc.

Arpentage

Dès le début des travaux, le surveillant établit le piquetage de base, soit un point de chaînage ou de coordonnées avec deux axes principaux et un repère de nivellement. Il remet ensuite à l'entrepreneur un croquis indiquant les points qu'il a implantés. Il doit s'assurer que l'entrepreneur complète le piquetage en reportant sur le terrain tous les points complémentaires nécessaires à la construction de l'ouvrage; ce piquetage complémentaire doit être dessiné sur un plan d'implantation dont une copie doit être remise au surveillant. Le surveillant vérifie ensuite le plan d'implantation, l'exactitude de la distance entre les chaînages si plus d'un chaînage est utilisé, et la concordance des élévations entre les différents repères de nivellement; il doit faire part à l'entrepreneur de toute erreur qu'il pourrait déceler. Le surveillant peut se référer à la section 5.3 « Piquets et repères d'arpentage » du CCDG pour obtenir plus de détails à ce sujet.

L'entrepreneur doit s'assurer tout au long des travaux que les ouvrages sont positionnés avec précision, notamment avant le bétonnage des semelles et des unités de fondation. Le surveillant doit, quant à lui, veiller à ce que l'entrepreneur fasse ces vérifications.

Jet d’air ou jet d’abrasif

Puisqu’un jet d’air ou un jet d’abrasif humide sont utilisés à maintes reprises pour traiter les surfaces, rappelons ici l’importance de ne pas souiller les surfaces pour préserver la qualité du lien entre deux matériaux. Nous ne reviendrons pas sur cette exigence dans le reste du chapitre afin d'éviter d'alourdir inutilement le texte.

L’entrepreneur doit démontrer que le filtre installé sur le compresseur à capter l’huile pour que les surfaces traitées ne soient pas souillées. Cette démonstration se fait au moyen d’un tissu blanc sur lequel le jet est dirigé : toute trace d’huile détectée sur le tissu indique que le filtre est inefficace.

4.1 MATÉRIAUX

Béton

Les bétons employés au Ministère sont ceux décrits dans le tableau 3101-2 de la norme 3101 « Bétons de masse volumique normale » du *Tome VII – Matériaux* de la collection Normes – Ouvrages routiers du Ministère. Ces bétons ne doivent pas être confondus avec ceux présentés dans le tableau 3101-1, qui concernent les ouvrages routiers et qui ne sont pas conçus pour une durabilité équivalant à celle exigée les ouvrages d'art.

Tous les bétons employés pour les ouvrages d'art sont à base de ciment de type GU (*General use*) contenant de la fumée de silice, dont l'abréviation utilisée dans le tableau correspond à SF (*Silica fume*). On utilise alors le terme *ciment binaire*. Certains de ces ciments sont aussi mélangés à un autre composant, qui peut être soit des cendres volantes, dont l'abréviation est F (*Fly ash*), soit des laitiers de haut-fourneau dont l'abréviation est S (*Slag*). On utilise, dans ces deux derniers cas, le terme *ciment ternaire*, car il comporte trois composants. Ainsi, un ciment qui porte la nomenclature GUb-SF est un ciment binaire contenant un ciment GU et de la fumée de silice, tandis qu'un ciment qui porte la nomenclature GUb-F/SF est un ciment ternaire contenant de la fumée de silice et des cendres volantes.

Pour la plupart des éléments, le choix d'utiliser un ciment binaire ou ternaire pour le béton de l'ouvrage revient à l'entrepreneur et à son fournisseur de béton. Cependant, pour certains éléments particuliers comme les dalles, les plans et devis exigent l'utilisation d'un ciment ternaire, qui présente certains avantages, comme une meilleure maniabilité, un dégagement de chaleur moins intense et une fissuration moins prononcée. L'entrepreneur doit toutefois tenir compte des périodes de limitation associées à l'utilisation du ciment ternaire. Le respect de ces limites est important, car, par temps froid, l'utilisation du ciment ternaire s'avère désavantageuse. En effet, ce type de ciment crée un dégagement de chaleur moins intense et un développement des caractéristiques de durabilité plus lent.

Le tableau 3101-2 de la norme 3101 ne fournit pas de « recettes » toutes faites pour la fabrication des bétons, mais plutôt des limites ou des intervalles à respecter. Il revient encore une fois à l'entrepreneur et à son fournisseur de béton de déterminer les quantités exactes de chacun des constituants du béton (eau, granulats, ciment) nécessaires pour répondre aux exigences de la norme en fonction des particularités des constituants employés. En plus des exigences de la norme concernant les matériaux, précisons que le béton devra aussi répondre à celles de mise en place et de maintien des caractéristiques, comme le mentionne la section 4.2 de ce chapitre « Assurance de la qualité ».

Autres matériaux

La Direction générale du laboratoire des chaussées (DGLC) du Ministère publie annuellement la *Liste des matériaux relatifs au béton éprouvés par le Laboratoire des chaussées*, laquelle est disponible sur le site Web du Ministère[1].

[1] www.transports.gouv.qc.ca

Le surveillant doit se servir de cette liste pour vérifier si un produit proposé par l'entrepreneur est acceptable. Elle couvre la plupart des catégories de produits nécessaires à la construction ou à la réparation d'un pont. Bien qu'elle ne soit pas contractuelle, seuls les produits y figurant devraient être utilisés par l'entrepreneur, qui accepte en général cette façon de faire (voir la section « Généralités » au début de ce manuel).

4.2 ASSURANCE DE LA QUALITÉ

L'assurance de la qualité relative aux matériaux doit être faite, notamment, selon les prescriptions du *Guide de surveillance – Chantiers d'infrastructures de transport*.

Le contrôle de la qualité du béton au chantier est normalement réalisé par un laboratoire de matériaux, mais il demeure sous la responsabilité du surveillant. Pour plus de détails sur le contrôle de la qualité du béton, consulter le *Guide d'assurance de la qualité – Béton* aux Publications du Québec. Il est donc de la responsabilité du surveillant de faire appliquer les exigences de ce guide.

Mentionnons toutefois certaines informations utiles concernant l'assurance de la qualité du béton, des armatures et de la bétonnière mobile.

Il est de la responsabilité de l'entrepreneur d'établir les proportions du mélange de béton de façon à obtenir, entre autres, les propriétés rhéologiques nécessaires à la mise en place du béton d'une dalle au moyen d'une finisseuse automotrice ou d'une règle vibrante. L'entrepreneur ne peut pas invoquer l'argument selon lequel les caractéristiques du béton sont fixées par le Ministère pour se dérober à ses obligations.

Lors de la livraison du béton au chantier, le CCDG exige, pour certaines coulées, qu'un technicien mandaté par l'entrepreneur procède à la vérification préalable et, s'il y a lieu, à l'ajustement du mélange. Ce technicien doit détenir une certification « Technicien d'essai du béton au chantier – niveau 1 » décernée par l'American Concrete Institute (ACI). Il est possible de vérifier la certification d'un technicien sur le site Web de l'ACI[2].

Le technicien responsable de la vérification préalable doit être présent au chantier. L'échantillonnage doit donc être effectué selon les mêmes conditions que celles prévues pour le contrôle de réception réalisé par le Ministère selon l'article 15.4.2.1.4 « Contrôle de réception » du CCDG.

Le surveillant doit refuser que la vérification préalable à la réception soit effectuée à l'usine de production, car le transport peut avoir une grande influence sur les propriétés du mélange. Pour certains mélanges de béton, un dosage de superplastifiant peut même avoir lieu au chantier. Si la vérification préalable n'est pas faite au chantier et que seul le contrôle de réception y a lieu, le surveillant se trouve alors dans l'obligation d'assumer des responsabilités qui doivent normalement être celles de l'entrepreneur.

[2] www.concrete.org

L'entrepreneur est responsable de confectionner des cylindres témoins lorsque ceux-ci sont demandés au CCDG. Ces cylindres peuvent être exigés pour plusieurs occasions, comme l'enlèvement des étaiements, la circulation sur le béton et la fin de la période de cure par temps froid. Trois cylindres sont requis pour qu'une résistance moyenne soit assurée sur deux cylindres au cas où l'un des cylindres serait cassé avant l'atteinte de la résistance minimale exigée.

Lorsque le CCDG exige la vérification de la résistance du béton sur cylindres témoins et que l'entrepreneur a négligé d'en prendre, cette situation doit être traitée selon la section 7.10 « Travaux défectueux » du CCDG.

Essai de convenance

Un essai de convenance doit être réalisé lorsque du béton de type V-S, XIII, XIV-C, XIV-R, XV ou XVII est employé et doit être pompé. L'essai de convenance n'est par conséquent pas requis lorsque ces bétons sont mis en place sans qu'une pompe soit utilisée.

L'essai de convenance n'est pas non plus requis pour les bases d'étanchement, les blocs d'assise et les réparations avec coffrages sans surépaisseur, quels que soient le type de béton employé et le mode de mise en place. Dans le cas de la base d'étanchement, cette exception s'explique par l'aspect temporaire de l'ouvrage. Pour la réparation sans surépaisseur, l'essai n'est pas exigé parce que le béton existant au pourtour de la réparation ne correspond généralement pas aux standards actuels, et qu'il faut aussi considérer que la durée de vie attendue de la réparation est moindre que celle d'un ouvrage neuf. Pour le bloc d'assise, finalement, l'essai n'est pas requis en raison du faible volume de l'élément et du fait que le bloc d'assise est souvent refait lorsque les appareils d'appui sont remplacés, ce qui survient en général avant la fin de la durée de vie du pont.

Le but de l'essai de convenance est d'ajuster le mélange aux conditions particulières de la mise en place, à savoir le temps de transport et de malaxage, la température ambiante et l'équipement utilisé pour le transport du béton. Il s'agit aussi et surtout de valider les caractéristiques du béton après le pompage, particulièrement celles du réseau de bulles d'air entraîné, mieux connu sous le terme *L barre*.

Lors de l'essai de convenance, après le pompage, il faut prélever un échantillon de béton pour réaliser l'essai de caractérisation du réseau de bulles d'air. Cet essai mesure, comme son nom l'indique, la distribution des bulles d'air à l'intérieur du mélange et sert à prédire la durabilité au gel du béton. C'est donc l'un des tests les plus importants à réaliser lors de l'essai de convenance. Il ne peut cependant être réalisé que sur du béton durci, ce qui demande plusieurs jours pour sa réalisation.

Afin de valider la conformité du réseau d'air au chantier lors de la coulée, il faut plutôt réaliser un essai de teneur en air volumétrique, car l'obtention du résultat est très rapide. Cet essai consiste à mesurer le pourcentage du volume d'air contenu dans le béton, et ce, sans égard à sa distribution, ce qui le rend beaucoup moins fiable pour prédire la résistance au gel du béton. Il est donc très important de coupler ces résultats à ceux de l'essai de caractérisation du réseau de bulles d'air.

Lors de l'essai de convenance, en plus de déterminer les caractéristiques du réseau de bulles d'air en prélevant un échantillon de béton, il faut réaliser des essais de teneur en air sur le béton frais de manière à pouvoir établir une corrélation entre les résultats obtenus lors des deux essais. Cette façon de faire vise à assurer qu'un mélange conforme en ce qui concerne son volume d'air l'est également pour la distribution des bulles d'air. Ainsi, l'essai de teneur en air volumétrique s'avère plus fiable.

À l'essai de convenance, il faut mesurer la teneur en air dans le béton avant et après le pompage, de manière à veiller à la conformité du béton tout au long de son transport. Cependant, lors de la coulée dans l'ouvrage, seule la mesure de la teneur en air avant le pompage est effectuée (sauf pour le béton de type XIII), car, la plupart du temps, il est difficile d'échantillonner directement à la sortie de la pompe pour des raisons de sécurité et de validité de l'échantillonnage.

Cependant, comme il est essentiel que le béton maintienne sa conformité jusqu'à sa mise en place dans l'ouvrage, il est important de vérifier que le réseau d'air et la teneur en air évoluent peu lors du transport, qui comprend le passage dans la pompe. La comparaison de l'écart entre les résultats de ces deux essais, soit avant et après le pompage, couplé au résultat des caractéristiques du réseau de bulles d'air mesuré après le pompage, permet d'établir, avec un degré de confiance suffisant, la conformité du réseau d'air du béton lors de la coulée en chantier, et ce, en ne réalisant que l'essai volumétrique avant le pompage.

Si les caractéristiques du béton doivent être maintenues tout au long du transport, de petites variations de la teneur en air lors du pompage sont monnaie courante; ces variations sont en général considérées comme acceptables si elles ne dépassent pas 2,0 %. Le CCDG exige d'ailleurs de reprendre l'essai de convenance si la perte de teneur en air est supérieure à 2 %, car une telle variation peut indiquer un problème de stabilité du mélange.

Si les variations mesurées avant et après pompage à l'essai de convenance sont en deçà de 2 %, le CCDG précise à ce moment que la plage des exigences de la teneur en air lors de la coulée dans l'ouvrage doit être ajustée en fonction de cette perte en air mesurée à l'essai de convenance. Par exemple, si, lors d'un essai de convenance, on mesure une teneur en air de 7 % avant le pompage et une teneur en air de 6 % après, la perte en air de 1 % servirait à corriger l'exigence de la plage de teneur en air demandée lors de la coulée : l'exigence pour le béton, mesurée avant le pompage, deviendrait alors de 7 % à 10 % d'air (dans le cas d'un béton de type V-S, pour lequel l'exigence est de 6 % à 9 % d'air à la norme). Le but de cette correction de l'exigence est d'obtenir un béton qui correspond aux normes une fois placé dans l'ouvrage.

À l'inverse, si un gain d'air est constaté lors du pompage, ce qui arrive dans approximativement 10 % des cas, l'exigence de teneur avant pompage lors de la coulée n'est pas ajustée. Reprenons l'exemple précédent : si on passe de 7 % d'air à 8 % d'air après le pompage lors de l'essai de convenance, l'exigence demeure entre 6 % et 9 % d'air avant le pompage pour la coulée dans l'ouvrage. Ainsi, en raison de ce gain en air, il est possible que la limite supérieure de l'exigence de teneur en air volumétrique soit dépassée après le pompage. Cette situation n'est en général pas considérée comme problématique tant que le dépassement demeure limité (0,5 % environ), ce qui correspond à une teneur en air maximale d'environ 9,5 % pour un béton de type V-S après le pompage.

Des variations importantes de teneur en air durant le pompage, à la hausse ou à la baisse, peuvent indiquer un problème lié à l'équipement de pompage ou à la formule de béton employée. Il faut alors analyser et déterminer la cause des variations lors de l'essai de convenance afin d'apporter les correctifs nécessaires avant d'autoriser la coulée en chantier.

Pour que les mesures de la teneur en air effectuées avant et après le pompage demeurent valides et que la corrélation avec les caractéristiques du réseau de bulles d'air soit assurée, l'essai de convenance doit être représentatif des conditions de mise en place prévues avec la pompe. La pompe utilisée lors de l'essai de convenance doit donc être équipée du même modèle de système de pompage que celle prévue lors du bétonnage de l'ouvrage. De plus, elle doit avoir un mât de distribution d'une hauteur au moins égale à celle de la pompe employée lors du bétonnage de l'ouvrage; ce mât doit être déployé lors de l'essai de convenance, de façon à ce que sa dernière portion (représentant au moins la moitié de la hauteur maximale du mât) soit en position verticale.

Le même système de pompage et la hauteur du mât sont des éléments essentiels pour que l'essai de convenance soit valide, compte tenu de leurs impacts importants sur le réseau d'air. De même, la hauteur de la dernière portion du mât a un impact crucial sur la qualité du réseau d'air (plus la chute de béton est importante, plus le réseau d'air a tendance à se dégrader). Bref, il s'agit de faire l'essai de convenance dans les conditions les plus défavorables possibles et de laisser ensuite, lors du bétonnage de l'ouvrage, toute la latitude à l'entrepreneur quant au déploiement du mât de la pompe. Autrement dit, si le système de pompage est le même et que la hauteur du mât est plus petite ou égale à celle de l'essai de convenance, le surveillant n'a pas à se préoccuper de la pompe lors du bétonnage de l'ouvrage.

De plus, afin de s'assurer que la dernière portion du mât de distribution de la pompe demeure pleine de béton durant le bétonnage et ses arrêts, et donc d'éviter que le béton ne tombe en chute libre (et endommage le réseau d'air), l'entrepreneur doit installer les deux équipements suivants à la fin de la ligne de la pompe :

- une section réductrice d'au moins 20 % du diamètre;
- un dispositif de fermeture (de type « guillotine » en bout de ligne ou de type « étrangleur » avant la section réductrice).

L'essai de convenance est réalisé pour chaque type de béton et pour chaque formule de mélange. Ainsi, si un entrepreneur bétonne une dalle avec un béton de type V-S par pompage et qu'il coule ensuite des glissières avec un béton de type XIII, toujours par pompage, deux essais de convenance sont requis. De même, si un entrepreneur réalise par pompage une culée avec un béton de type V-S contenant du ciment ternaire et qu'il utilise ensuite un béton de type V-S contenant du ciment binaire en raison des restrictions de périodes de coulée, un second essai de convenance est nécessaire.

L'essai de convenance doit aussi être réalisé dans le cas d'un pompage latéral du béton, communément appelé *pompage à ligne*. La variation de la teneur en air a alors tendance à être plus limitée, mais le but de cet essai est, à ce moment, surtout de valider les caractéristiques du réseau d'air après pompage (espacement moyen des bulles).

Mentionnons finalement que, pour être payé, un essai de convenance doit être valide et que le béton avec lequel il est effectué doit être utilisé dans l'ouvrage.

L'essai peut se dérouler sur l'ouvrage, sur le chantier, sur un autre chantier de l'entrepreneur où le même mélange de béton est utilisé, ou encore directement à l'usine du producteur de béton, pourvu que les conditions de bétonnage, en particulier le temps de transport du béton plastique, soient ajustées pour être identiques à celles prévues lors du bétonnage au chantier.

Le CCDG précise que l'essai de convenance peut s'effectuer dans la semelle ou la dalle de transition de l'ouvrage à construire, car ces éléments sont peu affectés par les intempéries. On relève donc peu de conséquences lorsque le béton de l'essai de convenance ne correspond pas entièrement aux exigences, puisque ses caractéristiques sont fort probablement supérieures à celles d'un béton de type V normalement utilisé pour les semelles et les dalles de transition.

L'essai de convenance est effectué par l'entrepreneur, et les essais réalisés sur le béton plastique et durci, par le laboratoire de l'entrepreneur. Les frais de réalisation de ces essais sont inclus dans le paiement de l'essai de convenance.

Armatures

Dès la première réunion de chantier, le surveillant doit demander à l'entrepreneur le nom de l'aciérie canadienne où il compte s'approvisionner; cette aciérie doit détenir un certificat ISO 9001, « Systèmes de management de la qualité », ou IATF 16949, « Systèmes de management de la qualité dans l'industrie automobile ». Aucune attestation de conformité n'est exigée et aucun contrôle de réception n'est à faire. Les aciéries canadiennes qui correspondent à ces exigences sont ArcelorMittal (usines de Longueuil et de Contrecœur), Gerdau (usines de Cambridge et de Whitby), Ivaco (usine de L'Orignal) et Max Aicher North America (MANA) (Hamilton).

Soulignons que l'entrepreneur doit s'approvisionner exclusivement auprès d'aciéries canadiennes détenant un de ces certificats. Cette exigence du CCDG permet d'éviter des problèmes de qualité parfois associés à l'utilisation d'armature provenant d'autres aciéries et, surtout, de respecter des échéanciers très serrés de réalisation des travaux. En effet, rappelons que l'utilisation d'armatures de provenance étrangère, si elle était permise, entraînerait des retards importants en raison du contrôle de réception qui devrait être fait pour chaque type de barre et pour chaque livraison au chantier. Il est également probable que les armatures seraient déjà posées ou bétonnées lors de la réception des résultats, ce qui rendrait difficile ou même impossible le remplacement des barres en cas de non-conformité.

Le surveillant doit vérifier, lors de la livraison, si l'armature réellement livrée au chantier provient bien de l'usine canadienne annoncée par l'entrepreneur. Il faut consulter à ce sujet les marques d'identification des armatures au tableau 4.3-4 dans la section « Mise en œuvre ».

Bétonnière mobile

La bétonnière mobile est une usine mobile de production de béton montée sur un camion ou une remorque. Elle sert à la fois de moyen de transport pour l'eau, le liant, les granulats et les adjuvants ainsi que d'usine de production de béton prêt à l'emploi.

La bétonnière mobile comprend trois bennes, une pour le liant munie d'une roue distributrice, une pour les gros granulats et une pour les granulats fins; un convoyeur pour le transport du liant et des granulats; deux réservoirs, un à adjuvant et un à eau; une auge de malaxage dotée d'une vis sans fin ainsi que des équipements de mesure et de contrôle. La capacité de production d'une bétonnière mobile est de 6 à 7 m^3 par chargement, ce qui correspond à une production horaire maximale avoisinant les 15 m^3 si deux bétonnières mobiles sont utilisées.

Utilisation

Généralement utilisée pour de petites applications, la bétonnière mobile est le seul moyen efficace de produire certains mélanges de béton, comme ceux au latex (bétons de type XVI-5 ou XV-15). La bétonnière mobile peut également servir à produire les bétons projetés par procédé à sec et par procédé humide, le béton autoplaçant (bétons de type XIV-C, XIV-R et XIV-S) ainsi que le béton antilessivage (béton de type XV).

Fonctionnement

Les constituants du béton fabriqué au moyen d'une bétonnière mobile sont dosés au volume.

Les gros granulats et les granulats fins s'écoulent des bennes et sont dirigés vers l'arrière de la bétonnière au moyen d'un convoyeur; des trappes contrôlent le débit des granulats déversés sur le convoyeur.

La quantité de liant qui se déverse sur le convoyeur à partir de la benne est mesurée par un alimentateur rotatif appelé *roue à ciment*; sur les bétonnières plus récentes, la roue à ciment est remplacée par une vis à ciment. La quantité de liant déversé est proportionnelle à la vitesse de rotation de la roue. Puisque la roue et le convoyeur sont entraînés par le même mécanisme, le dosage du liant et des granulats demeure le même, quelle que soit la vitesse de la roue ou du convoyeur. La roue à ciment est munie d'un compteur de tours qui permet de mesurer la quantité de liant.

Le convoyeur déverse le liant, les gros granulats et les granulats fins dans l'auge de malaxage située à l'arrière de la bétonnière mobile. L'eau de gâchage et les adjuvants sont ajoutés dans l'auge de malaxage, alors que l'adjuvant entraîneur d'air est, quant à lui, additionné à l'eau de gâchage.

La vis sans fin remonte le béton à l'autre extrémité de l'auge de malaxage. Le béton qui en sort est alors prêt à être utilisé.

Certifications

Le béton produit par une bétonnière mobile doit provenir d'un fabricant détenant un certificat de conformité délivré par le Bureau de normalisation du Québec (BNQ), comme ce qui est exigé pour les usines fixes de béton prêt à l'emploi.

De plus, un certificat d'étalonnage datant de moins d'un an doit être remis au surveillant pour chaque bétonnière mobile et pour chaque mélange à produire. Puisque la procédure d'étalonnage qu'exige le protocole de certification du BNQ renvoie à la norme ASTM C 685 « Standard Specification for Concrete Made by Volumetric Batching et Continuous Mixing », les tolérances permises pour les différents constituants sont les suivantes :

- liant (en masse) : 0 % à + 4 %;
- gros granulats (en masse) : ± 2 %;
- granulats fins (en masse) : ± 2 %;
- adjuvants (en masse ou en volume) : ± 3 %;
- eau (en masse ou en volume) : ± 1 %.

Tout changement dans les constituants d'un mélange nécessite un nouveau certificat d'étalonnage.

Procédure d'étalonnage

Les caractéristiques du mélange de béton à obtenir sont fixées de façon volumétrique dans les normes du Ministère, c'est-à-dire en kilogramme par mètre cube. La bétonnière mobile, contrairement aux autres méthodes de production, produit du béton selon un processus en continu. Il faut convertir le dosage volumétrique en kilogramme par mètre cube (liant, gros granulats et granulats fins) pour un débit en kilogramme par minute. Le principe de la procédure d'étalonnage consiste à ajuster le débit d'écoulement des granulats en fonction du débit du liant, constant pour chaque bétonnière mobile. Le débit du liant varie, toutefois, d'une bétonnière mobile à une autre, ce qui explique qu'un certificat d'étalonnage soit nécessaire pour chaque bétonnière.

Il faut tout d'abord déterminer le débit du liant en kilogramme par minute. Pour ce faire, il suffit de peser la quantité de liant qui s'écoule de la benne correspondante et le nombre de tours enregistré sur le compteur de tours de la roue à ciment en une minute. Lorsque le débit du liant est connu, il faut ajuster l'ouverture des trappes des deux bennes à granulats de façon à ce que la quantité de granulats désirée se déverse sur le convoyeur. Le débit de l'eau est finalement ajusté en fonction du rapport eau/liant désiré.

Exemple d'application

Un mélange de béton comportant 400 kg/m^3 de liant, 1 000 kg/m^3 de gros granulats et 800 kg/m^3 de granulats fins doit être réalisé au moyen d'une bétonnière mobile. La quantité de liant qui s'écoule en 100 tours de la roue à ciment est établie à 170 kg. Il faut ensuite ajuster l'ouverture de la trappe de la benne des gros granulats, de sorte que 425 kg de gros granulats s'écoulent lorsque la roue à ciment indique 100. La même procédure est répétée avec les granulats fins. Le débit de l'eau et des adjuvants est établi en fonction du temps mesuré pour réaliser 100 tours de la roue à ciment.

Cet exemple démontre bien la nécessité d'obtenir un certificat d'étalonnage pour chaque mélange à produire, car l'étalonnage détermine les proportions de chaque matériau à introduire dans le mélange de béton.

Rôle du surveillant

Le surveillant n'a pas besoin d'être présent lors de l'étalonnage de la bétonnière mobile, mais il doit s'assurer que l'entrepreneur lui remet le certificat de conformité à la norme du BNQ et le certificat d'étalonnage. Étant donné leur importance, ces documents doivent normalement être reçus au moins quelques jours avant le bétonnage.

Il est important de mentionner que le certificat de conformité délivré par le BNQ s'applique au béton projeté autant par procédé à sec que par procédé humide. En effet, pour le procédé à sec, bien que la certification du BNQ pour l'usine mobile ne concerne pas ce type de béton, le CCDG exige que celle-ci soit certifiée pour les autres bétons de façon à optimiser le fonctionnement de l'usine utilisée pour le béton projeté par procédé à sec.

Lors du bétonnage, le surveillant doit vérifier de temps à autre que les trappes des bennes à granulats sont bien positionnées aux valeurs indiquées sur le certificat d'étalonnage. L'opérateur peut faire varier un peu le débit de l'eau si la quantité d'eau contenue dans les granulats fins change.

Important

Les essais effectués pour contrôler la qualité du béton sont les mêmes que ceux réalisés pour un béton produit en centrale. Cependant, dans le cas du béton projeté par procédé sec ou humide, il faut se référer au chapitre 6 « Béton projeté » de ce manuel pour les essais à réaliser.

4.3 MISE EN ŒUVRE

Les tolérances de construction relatives au béton coulé en place ainsi que celles concernant la pose de l'armature sont traitées respectivement dans les sections 4.3.1 « Coffrages » et 4.3.3 « Armature » de ce chapitre.

Les exigences du CCDG relatives à l'épaisseur minimale de l'enrobage de l'armature, qui doivent respecter les exigences du *Tome III – Ouvrages d'art* des normes du Ministère, concernent les situations, peu fréquentes, où les plans et devis omettent de l'indiquer. Dans la plupart des cas, les plans préciseront la valeur d'enrobage (espace libre de béton entre les armatures et la surface) à prévoir pour l'ouvrage.

Important

Les valeurs d'enrobage demandées aux plans ou au tome III des normes incluent toutes les pièces métalliques qui peuvent être insérées dans l'ouvrage. Ainsi, les armatures, mais également les barres de support (barres d'armature additionnelles insérées dans l'ouvrage pour supporter celles indiquées aux plans) et les attaches (ligatures) entre les barres, devront respecter ces valeurs.

Fixation d'éléments provisoires aux ouvrages autres que les dalles

Lorsque l'entrepreneur est autorisé par le surveillant à fixer des coffrages ou des ouvrages provisoires au béton existant, il doit le faire selon les indications du CCDG. Ces exigences permettent de minimiser les dommages occasionnés par ces opérations. De plus, le surveillant doit bien évaluer la situation, notamment en vérifiant s'il serait possible de procéder autrement, avant de permettre à l'entrepreneur de fixer quoi que ce soit au béton de l'ouvrage.

Ces instructions sont valides pour la fixation de tout élément temporaire à une surface de béton existante, que ce soit pour des travaux de charpente métallique ou de coffrage.

La méthode générale consiste à utiliser des ancrages mécaniques. Les ancrages mécaniques facilitent le retrait de la tige de l'ancrage après leur utilisation. Le dessus des douilles des ancrages (la partie de l'ancrage qui demeure dans le béton) doit se situer au moins 60 mm plus bas que le dessus du béton de la dalle. Cette exigence vise à préserver la durabilité de l'élément à ces endroits.

Les exigences de forage à une profondeur qui ne dépasse pas 60 % de l'épaisseur de l'élément visent à éviter les éclatements du béton sur la face opposée à celle du forage ou les forages de part en part de l'élément, ce qui causerait des situations inacceptables d'un point de vue de la durabilité.

Après usage, les trous laissés par l'enlèvement des tiges d'ancrage doivent être nettoyés et comblés de mortier à l'étape de la correction des surfaces, le tout en conformité avec le CCDG et la fiche technique du fabricant. La partie d'ancrage mécanique (douille ou bague) restera dans le béton.

Précisons que l'utilisation de clous fixés au béton par préforage ou par impact (*ramset*) est interdite, car cette pratique crée souvent des éclatements du béton au pourtour du clou lors de son retrait. Ces éclatements sont très difficiles à corriger efficacement.

Avant le forage des ancrages, s'il est possible d'atteindre le niveau des armatures, l'entrepreneur doit déterminer l'emplacement des barres existantes de l'élément par une méthode non destructive, comme un appareil fonctionnant avec la variation des ondes électromagnétiques de type Ferroscan de Hilti ou un géoradar. La localisation des barres vise à éviter non seulement leur endommagement, mais aussi la multiplication des trous qui doivent être repris si une armature est atteinte.

Le CCDG prévoit également des instructions particulières pour le forage d'ancrages dans les éléments comportant de la précontrainte. Avant de permettre à l'entrepreneur de fixer des éléments temporaires sur un ouvrage, le surveillant doit donc étudier attentivement les plans de l'ouvrage existant afin d'y déceler des indications quant à la présence de précontrainte. Cette précontrainte peut se manifester par des torons individuels noyés dans le béton (préfabrication) ou par des groupements de fils ou de torons se présentant sous forme de câbles à l'intérieur d'une gaine (béton coulé en place). Précisons que, même dans le cas où les plans de l'ouvrage existant indiquent le positionnement de la précontrainte, le surveillant doit éviter de s'y fier pour la localisation puisque des modifications peuvent souvent avoir lieu entre la conception d'origine et la réalisation de la précontrainte.

Dans le cas des ouvrages neufs, la possibilité d'utiliser des attaches de coffrage supplémentaires est également laissée à l'entrepreneur. Dans ces cas particuliers, précisons que l'attache ne sert pas à retenir les deux parois des coffrages, mais son aspect est similaire (il n'y a pas de cône et de

tige filetée sur la paroi opposée à celle où l'élément temporaire est fixé). L'avantage principal de cette façon de faire pour le Ministère est d'éviter le forage dans l'ouvrage, ce qui peut endommager ses armatures. Dans ce cas, précisons que les empreintes laissées dans le béton par le retrait des cônes de plastique seront traitées comme celles laissées par les accessoires de coffrage.

Fixation d'éléments provisoires sur le dessus des dalles

Dans le cas de la fixation d'éléments temporaires sur le dessus d'une dalle, plus d'une possibilité est offerte à l'entrepreneur, car ces éléments seront recouverts d'une membrane d'étanchéité une fois les travaux terminés.

Pour la fixation des coffrages des chasse-roues, des trottoirs, des pistes cyclables en surépaisseur et des glissières au béton du dessus de la dalle, le CCDG offre trois possibilités à l'entrepreneur :

- utiliser des ancrages mécaniques selon le même principe que celui décrit précédemment;
- utiliser des ancrages en acier inoxydable fixés chimiquement dans la dalle, ancrages qui seront coupés au niveau du dessus de la dalle après leur utilisation. La présence, dans ce cas, d'éléments en acier inoxydable rend possible leur exposition en surface, d'autant plus qu'ils seront recouverts par la membrane d'étanchéité de la dalle. Précisons cependant que des ancrages mécaniques, même en acier inoxydable, ne peuvent pas être coupés de cette manière puisque l'espace annulaire entre l'ancrage et la dalle pourrait se remplir d'eau, ce qui nuirait à la durabilité de l'ouvrage. De même, un ancrage galvanisé ancré au moyen d'une résine chimique ne peut pas être coupé en surface puisque la surface de coupe rouillerait et nuirait aussi à la durabilité. Finalement, après la coupe des ancrages, le surveillant doit s'assurer que ceux-ci ne dépassent pas du béton environnant pour éviter que la membrane soit percée par les ancrages lors de sa pose;
- utiliser des ancrages mécaniques amovibles, sans élément demeurant dans le béton, de type Kwik HUS de Hilti ou Wedge-Bolt de Dewalt, ou des équivalents. L'utilisation des ancrages amovibles permet de préserver la durabilité de la dalle.

Dans les trois cas précédents, tout comme pour les éléments autres que les dalles, l'entrepreneur doit déterminer l'emplacement des barres existantes de la dalle avant le forage des ancrages par une méthode non destructive, comme un appareil fonctionnant avec la variation des ondes électromagnétiques de type Ferroscan de Hilti ou un géoradar. La localisation des barres vise à éviter non seulement leur endommagement, mais aussi la multiplication des trous qui doivent être repris si une armature est atteinte.

Dans le cas des ancrages mécaniques amovibles, les trous laissés par l'enlèvement des ancrages doivent être nettoyés et comblés de coulis, le tout en conformité avec le CCDG et la fiche technique du fabricant, et ce, avant l'application de la membrane d'étanchéité pour dalle.

4.3.1 Coffrages

Conception des coffrages

La conception et la mise en place des coffrages doivent respecter la norme CSA S269.1 « Ouvrages provisoires et coffrages ». L'entrepreneur est tenu de s'y conformer afin de s'assurer que la capacité des coffrages est suffisante et, par ricochet, que la sécurité des ouvriers et des usagers de la route circulant à proximité est respectée.

L'article 6.6.1.3 « Plan d'ouvrages provisoires » du CCDG requiert également de l'entrepreneur qu'il fournisse au surveillant le plan des coffrages, signé par un ingénieur, dans les cas suivants :

- unité de fondation ayant une hauteur supérieure à 4 m. Cette exigence s'applique aussi à toute réparation ayant une hauteur supérieure à 4 m, effectuée sur une unité de fondation ou sur un mur de soutènement. Pour tout autre ouvrage ayant une hauteur inférieure à 4 m, le surveillant devrait minimalement vérifier que les ouvriers travaillent à partir d'un plan conçu et signé par un ingénieur;
- coffrage en porte-à-faux (comme celui d'une dalle sur poutres). Si une finisseuse automotrice doit circuler sur ce coffrage, le plan doit aussi indiquer clairement l'emplacement des rails de roulement pour que le surveillant puisse, entre autres, valider l'emplacement des rails installés par l'entrepreneur;
- coffrages coulissants ou auto-élévateurs. Ces coffrages sont conçus pour s'appuyer sur le béton durci après la coulée et se repositionner lorsque plusieurs segments sont coulés successivement;
- coffrages où le béton est coulé par pompage. L'utilisation d'une pompe augmente de façon importante la cadence de coulée. Une cadence plus rapide signifie une hauteur de béton frais plus importante à l'intérieur des coffrages et, donc, une pression accrue.

L'entrepreneur doit également remettre au surveillant une note de calcul détaillée des coffrages, signée par un ingénieur, pour les éléments de pont suivants :

- coffrages en porte-à-faux ayant une largeur de plus de 750 mm sur les côtés extérieurs d'une dalle sur poutres. Cette exigence du CCDG vise à limiter la flèche permise à l'extrémité du coffrage en porte-à-faux à 12 mm lorsqu'il est soumis à la charge du béton à couler et, s'il y a lieu, qu'il supporte le poids de la finisseuse à béton automotrice. Cela est requis pour ne pas ajouter une surcharge excessive de béton, pour préserver au mieux le profil longitudinal des rails de roulement lorsque ceux-ci sont situés sur le coffrage en porte-à-faux et pour éviter la rotation ou la déformation de la poutre de rive sous les charges en cours de construction (rotation latérale attribuable à l'appui des bielles de coffrage sur la partie inférieure des poutres). Dans ce dernier cas, la note de calcul peut spécifier l'ajout de contreventements temporaires entre la poutre de rive et la poutre suivante;
- coffrages en porte-à-faux supportant le rail de roulement de la finisseuse à béton automotrice, attenants à une phase de travaux non encore réalisée d'un dalle sur poutres construite en phases, et ce, peu importe la largeur de ce porte-à-faux. Cela est requis dans le cadre d'une construction ou d'une reconstruction de dalle sur poutres en phases. Cette exigence du CCDG vise à limiter la flèche permise à 6 mm à l'extrémité du coffrage en porte-à-faux afin de préserver au mieux le profil longitudinal des rails de roulement et de raccorder au bon niveau les dalles de phases adjacentes entre elles.

Pour ces deux cas, lorsque les coffrages sont installés sur des poutres d'acier, l'évaluation de la flèche maximale doit tenir compte du déplacement attribuable à la déformation latérale de la poutre, mais aussi de celui dû au bombement de l'âme. Ces déformations doivent être limitées au maximum pour respecter les limitations aux flèches (12 et 6 mm) des coffrages de dalle en porte-à-faux, ce qui pousse les entrepreneurs rigoureux à installer des supports temporaires robustes entre les poutres pour régler ce problème.

Toujours pour ces deux cas, quel que soit le type de tablier, la différence de flèche évaluée par calcul entre deux supports adjacents d'un coffrage en porte-à-faux ne doit pas dépasser 4 mm. Cette exigence vise à s'assurer que le profil des rails reste le plus uniforme possible (courbe convexe), sans ondulation, et donc que le profil de la dalle est lui aussi uniforme, sans dépressions ni bosses indésirables.

Les notes de calcul doivent également être remises au surveillant au moins 14 jours avant la mise en place de ces coffrages.

Il faut porter une grande attention au rail de roulement installé sur le porte-à-faux, car une déflexion trop importante des porte-à-faux lors du bétonnage peut entraîner un manque de recouvrement généralisé sur le rang d'armature supérieur de la dalle. Il faut comprendre qu'un affaissement des rails attribuable au poids du béton sur le porte-à-faux abaisse l'ensemble de l'équipement de finition (règle vibrante ou finisseuse automotrice), tandis que le coffrage de la dalle et les armatures restent au même niveau dans la partie centrale du tablier (à l'intérieur des poutres de rive). Comme l'affaissement est alors attribuable au poids du béton dans le porte-à-faux, il ne sera pas possible de constater ce problème lors de la passe à vide.

La note de calcul doit donc démontrer que la flèche maximale du coffrage est inférieure aux valeurs limites imposées au CCDG, qui sont mentionnées aux paragraphes précédents. Le plan des coffrages en porte-à-faux doit faire partie intégrante des documents accompagnant la note de calcul. Ce plan doit indiquer clairement l'emplacement des rails de roulement pour que le surveillant puisse valider, entre autres, la position des rails installés par l'entrepreneur et s'assurer que le tout respecte les prescriptions du concepteur au devis spécial.

Tous les coffrages verticaux, tels ceux nécessaires à la construction de certains éléments comme une culée, une pile ou un mur de soutènement, doivent être conçus de manière à résister à la poussée latérale du béton plastique, laquelle est semblable à celle d'un fluide. La pression sur les coffrages à une certaine élévation est directement proportionnelle à la hauteur de béton plastique au-dessus de cette élévation. Ainsi, la pression sera deux fois plus importante à la base d'un coffrage rempli de 2 m de béton plastique que dans le cas d'un autre rempli à seulement 1 m de hauteur. La hauteur de béton plastique est définie comme la différence entre l'élévation de la surface de béton plastique et celle où le béton vient de commencer à prendre.

La hauteur de béton plastique varie constamment au cours du bétonnage : l'ajout de béton plastique la fait augmenter, alors que le béton qui prend a tendance à la faire diminuer. Si le niveau du béton plastique ajouté s'accroît plus rapidement que celui du béton qui commence à prendre plus bas dans le coffrage, la hauteur de béton plastique augmente. Au contraire, si le niveau du béton plastique ajouté s'accroît moins rapidement que celui du béton qui commence à prendre, la hauteur de béton plastique diminue.

L'élévation dans le temps du niveau du béton plastique ajouté est connue sous le terme *vitesse de bétonnage*, et son unité de mesure est en mètres par heure (m/h). Ainsi, plus le volume de béton mis en place par heure est important dans un coffrage donné, plus la vitesse de bétonnage est élevée. De même, pour un certain volume de béton mis en place par heure, plus la section de l'élément à bétonner est petite, comme dans le cas d'une colonne, plus la vitesse de bétonnage est élevée.

L'élévation dans le temps du niveau du béton qui commence à prendre dépend du temps de prise du béton utilisé. Le temps de prise est défini comme la période comprise entre le malaxage des composants du béton et le début du passage de ce dernier d'un état liquide à un état solide ou autoportant. Plus le temps de prise est court, plus le béton se solidifie rapidement à l'intérieur du coffrage, ce qui diminue proportionnellement la hauteur de béton plastique.

Il est important de mentionner que le temps de prise dépend du type et de la température du béton utilisé et du fournisseur. Une vigilance particulière s'impose dans le cas de certains bétons ayant un temps de prise plus long qu'à l'ordinaire, notamment les bétons de types XIII, XIV-C, XIV-R, XIV-S, XVII et tout autre béton auquel on a ajouté un adjuvant retardant. De plus, le temps de prise doit être évalué en fonction de la température du béton prévue lors du bétonnage, car ce temps s'accroît au fur et à mesure que la température du béton descend. À titre d'exemple, pour une vitesse de bétonnage de 2 m/h, la poussée latérale du béton sur les coffrages s'accroît d'environ 30 % lorsque la température du béton passe de 20 °C à 10 °C.

La vitesse de bétonnage et le temps de prise du béton étant des données de base pour la conception d'un coffrage, elles doivent être inscrites sur le plan des coffrages pour que les intervenants sur le chantier puissent ajuster le rythme du bétonnage à la capacité des coffrages. Compte tenu de son impact important sur le temps de prise, la température du béton prévue lors du bétonnage devrait aussi être inscrite sur le plan des coffrages.

Si l'une ou l'autre de ces données n'est pas inscrite sur le plan des coffrages, le plan ne devrait pas être utilisé, à moins qu'une note ne vienne préciser que le coffrage est conçu pour résister à la poussée du béton plastique sur la hauteur totale du coffrage.

La façon d'assurer la stabilité d'un coffrage dépend beaucoup de sa forme, de son emplacement, de son inclinaison, etc. Généralement, cette stabilité peut être assurée à l'aide de piquets plantés dans le sol, de contreventements ou d'étais; des câbles en acier peuvent aussi être utilisés dans le cas de coffrages verticaux élevés. Il faut surtout retenir que ces éléments doivent être placés de tous côtés, puisque les pressions du béton s'exercent dans toutes les directions.

La figure 4.3-1 présente un coffrage type de mur et la terminologie utilisée pour désigner ses différentes parties.

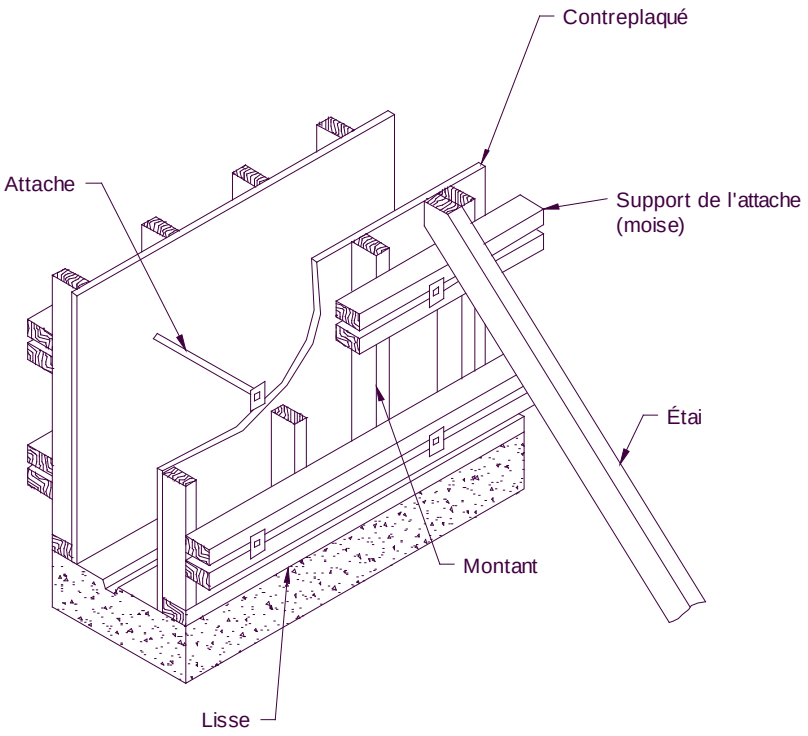


Figure 4.3-1 Terminologie d'un coffrage

Coffrages de grandes dimensions

Les coffrages d'éléments coulés en place mesurent généralement 2 400 mm sur 600 mm. Il arrive de plus en plus souvent que l'entrepreneur utilise des coffrages de plus grandes dimensions, notamment ceux fabriqués par PERI, ALUMA, EFCO ou Doka. Le CCDG autorise ces coffrages à certaines conditions. L'une d'elles précise que le plan des coffrages doit être préparé par le fabricant des coffrages, ce qui assure que les exigences du Ministère sont plus facilement comprises.

En effet, il est beaucoup plus facile de faire appliquer les exigences du Ministère en faisant affaire avec quelques fournisseurs plutôt qu'avec un nombre considérable d'entrepreneurs. Ces exigences concernent principalement la disposition symétrique et le type de matériau des coffrages.

La disposition symétrique des panneaux vise à altérer le moins possible l'esthétique de l'ouvrage compte tenu des marques laissées sur le béton durci par ce type de coffrage. Quant à l'utilisation du même type de matériau, elle vise surtout à éviter la présence de coffrages de bois et de coffrages métalliques sur un même élément, ce qui, encore une fois, conduit à une perte d'esthétique et peut provoquer des problèmes en raison du comportement différent de ces deux matériaux, par exemple en ce qui a trait à la rigidité.

Certains coffrages de grandes dimensions, comme ceux de la série Maximo de PERI ou Framax de Doka, sont constitués de panneaux de bois ceinturés d'un cadre métallique en saillie. Lorsque ces coffrages sont utilisés tels quels, la présence des rebords métalliques cause des démarcations apparentes dans le béton qui réduisent quelque peu le recouvrement. Pour éviter ces problèmes et ces démarcations, le devis spécial demande que, sur les surfaces exposées, on applique des panneaux de contreplaqué supplémentaires comme doublures sur la face intérieure de ces coffrages. Dans cette utilisation particulière, et bien que le CCDG exige des contreplaqués de 16 mm pour les coffrages, des panneaux de plus faible épaisseur peuvent être employés pour les doublures.

L'article 15.4.3.1.3 « Accessoires des coffrages » du CCDG précise que la partie centrale des attaches de coffrages et des tirants ne doit pas être située à l'intérieur de l'enrobage des armatures. Cette exigence ne s'applique pratiquement qu'aux coffrages de grandes dimensions, car ces derniers excèdent souvent les dimensions de l'ouvrage à bétonner. Si les attaches se situent entre les coffrages et l'armature, l'enrobage peut être insuffisant non aux extrémités des attaches, mais plutôt sur leur côté, c'est-à-dire que l'épaisseur de béton peut être insuffisante entre les coffrages et les attaches. La figure 4.3-2 illustre un exemple d'emplacement incorrect d'une attache de coffrages.

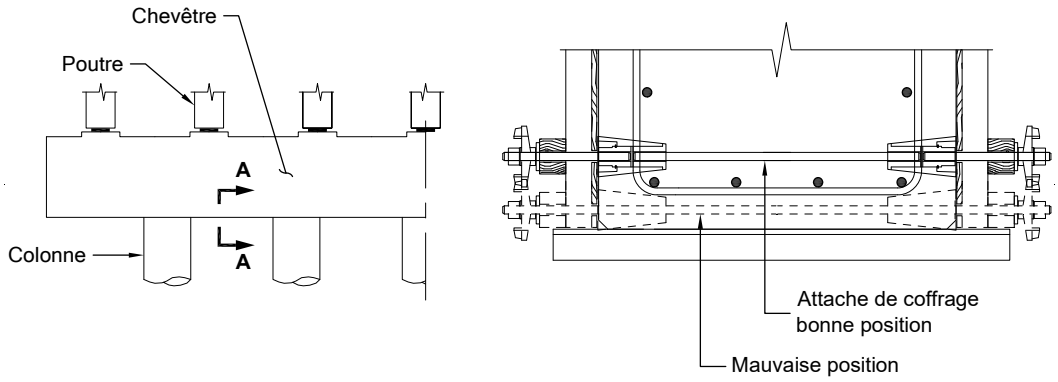


Figure 4.3-2 Emplacement d'attaches de coffrages sur les coffrages de grandes dimensions

Approbation des documents

Le plan des coffrages doit respecter les exigences générales de la section 6.6 « Plans fournis par l'entrepreneur » du CCDG, notamment celles relatives au délai minimal de 2 semaines que le Ministère s'accorde pour étudier le plan et au nombre minimal de copies à fournir.

Le plan des coffrages n'a à être visé ni par le surveillant ni par le concepteur, puisqu'il concerne des ouvrages temporaires. Le surveillant doit cependant le vérifier sommairement de façon à s'assurer que les ouvrages qui y sont décrits semblent convenir aux fins spécifiées au CCDG et qu'ils correspondent bien aux dimensions de l'élément à bétonner. S'il juge que ce n'est pas le cas, il doit faire les interventions qu'il juge nécessaires auprès de l'entrepreneur. Il doit de plus s'assurer que le plan est signé et scellé par un ingénieur dans les cas qui les requièrent.

Mise en place des coffrages

La mise en place des coffrages peut influencer grandement la qualité de l'ouvrage une fois celui-ci terminé. On peut, entre autres, penser au respect des dimensions et de l'alignement des éléments à bétonner. De plus, la rigidité et la stabilité des coffrages lors du bétonnage sont primordiales pour empêcher leur déformation, voire leur déplacement.

Les parois verticales opposées d'un coffrage sont reliées les unes aux autres au moyen d'attaches de coffrages. Puisque celles-ci sont fabriquées selon la largeur exacte de l'élément à bétonner, il suffit de s'assurer que les attaches utilisées sont bien celles qui correspondent à la largeur de cet élément.

Chaque pièce composant le coffrage doit être saine. En effet, si une pièce en mauvais état cède lors du bétonnage, la charge est transmise aux pièces adjacentes, ce qui augmente proportionnellement celle de ces pièces, et une réaction en chaîne peut s'ensuivre.

Le CCDG exige que les coffrages des chasse-roues, trottoirs, pistes cyclables en surépaisseur au-dessus d'une dalle et glissières soient posés de façon à fournir un profil régulier et à ne pas refléter d'éventuels défauts du profil longitudinal de la dalle.

Cette exigence s'applique surtout pour les ponts construits en béton précontraint par post-tension et les portiques pour lesquels l'obtention d'un profil conforme à celui spécifié sur les plans est plus difficile à atteindre, compte tenu des imprécisions relatives à l'affaissement de l'étaiement et à l'application de la précontrainte. Cette exigence s'applique également lors de la reconstruction des côtés extérieurs, car le profil longitudinal d'un pont existant est rarement adéquat.

Si les coffrages sont trop profonds ou trop élancés pour permettre le bétonnage, l'inspection et l'enlèvement des débris à partir du dessus de ceux-ci, il faut pratiquer des ouvertures temporaires selon un espacement d'au plus 1,5 m verticalement et d'au plus 3 m horizontalement. Ces espacements sont nécessaires pour que soient respectés la hauteur de chute libre et le déplacement latéral permis du béton.

Si des erreurs mineures lors de la mise en place des coffrages peuvent causer des désagréments sur le plan de l'esthétique de l'ouvrage, des erreurs un peu plus importantes peuvent mener à une capacité structurale insuffisante pour résister aux charges prévues. Ce dernier cas peut conduire à la modification de l'ouvrage déjà construit, avec des conséquences néfastes autant pour l'entrepreneur que pour le Ministère.

Le rôle du surveillant est de veiller à ce que l'entrepreneur prenne toutes les précautions requises pour que les dimensions intérieures des coffrages correspondent à celles des éléments à bétonner et que l'alignement des coffrages soit conforme aux plans.

Si ces précautions sont prises dès le début de la mise en place des coffrages, on s'assure d'éviter des pertes de temps inutiles. Même si le surveillant se réserve le droit de refuser tout coffrage non conforme après l'envoi par l'entrepreneur de l'avis écrit de 24 heures précédant tout bétonnage, il devrait tout de même faire certaines vérifications sommaires lors de la mise en place des coffrages et faire part immédiatement de toute anomalie à l'entrepreneur. Les tolérances de construction du béton coulé en place sont données à l'article 6 de la norme CSA A23.1 « Béton : Constituants et exécution des travaux ». Elles sont reproduites au tableau ci-dessous.

Tableau 4.3-1 Tolérances de construction du béton en place

Dimension de la section	Tolérance dimensionnelle
300 mm et moins	± 8 mm
Plus de 300 mm et moins de 1 000 mm	± 12 mm
Égal ou supérieur à 1 000 mm	± 20 mm
Aplomb des coffrages verticaux	1:400, 40 mm max.
Alignement relatif entre deux panneaux de coffrage	
Surface apparente	5 mm
Autres surfaces	20 mm
Écart d'horizontalité moyen	1:400, 40 mm max.

Pour certains éléments, cependant, de plus petites tolérances peuvent être données dans les plans ou les devis. Par exemple, l'article 15.4.3.5.6 d) du CCDG précise une tolérance allant de –5 mm à +10 mm pour l'épaisseur des dalles, et l'article 15.4.3.5.8 précise une tolérance sur l'élévation réelle de chaque bloc d'assise de 3 mm par rapport à l'élévation théorique. D'autres tolérances, comme celles des réparations, peuvent également être données dans le devis spécial en fonction des exigences de chaque projet.

Selon la séquence usuelle employée pour la construction, les armatures sont généralement placées avant les coffrages. Lorsque les éléments coffrés ont de grandes dimensions, la vérification de l'épaisseur du nouveau béton à couler doit se faire au fur et à mesure de l'installation des coffrages. En effet, une fois la totalité des coffrages installés, il peut être très difficile de vérifier cette valeur, surtout dans la partie inférieure de l'ouvrage.

Lorsque l'entrepreneur doit fournir le plan des coffrages au Ministère, un ingénieur doit signer un avis écrit indiquant la conformité du coffrage, avis que l'entrepreneur doit remettre au surveillant après la mise en place des coffrages et avant le bétonnage. Mentionnons que l'inspection des coffrages doit être faite par l'ingénieur qui signe l'avis en attestant la conformité : il ne peut pas déléguer cette activité, car le Ministère tient à ce que l'inspection soit faite par un ingénieur compte tenu des graves conséquences qui peuvent découler d'un vice de construction. Il n'est pas nécessaire que l'ingénieur signataire de cet avis soit celui qui a préparé le plan.

Étanchéité des coffrages

Il faut que les coffrages soient étanches pour empêcher la perte de laitance lors du bétonnage. Cette exigence vise à éviter que des éléments de pont sous-jacents soient salis. De plus, des coffrages étanches éliminent une des causes de la formation de nids de cailloux en empêchant la perte d'un des composants du béton.

Les joints entre les panneaux du coffrage étant souvent la source première de perte de laitance, il faut que les panneaux soient bien aboutés pour réduire ces pertes le plus possible. Les joints entre les panneaux et les poutres, ou les diaphragmes, sont une autre source de fuites : là aussi, les panneaux doivent être bien assujettis à ces éléments de pont. Même si les panneaux sont bien mis en place, il peut rester des interstices susceptibles de causer des fuites. Ces interstices sont généralement bouchés au moyen d'une tôle mince. Si un béton autoplaçant ou semi-autoplaçant (de type XIV-C, XIV-R, XIV-S ou XVII) est utilisé, il peut être nécessaire d'employer une mousse expansive pour boucher le moindre interstice compte tenu de la grande fluidité de ces types de béton.

4.3.1.1 Coffrages en bois

Les coffrages en bois sur les surfaces apparentes d'un ouvrage doivent être constitués de panneaux de contreplaqué ayant des dimensions d'au moins 2 400 mm de longueur et de 600 mm de largeur, c'est-à-dire présentant le moins de joints possible. L'aggloméré n'est pas accepté, car il est moins rigide que le contreplaqué, surtout lorsqu'il est imbibé d'eau; il est également très difficile d'enlever les panneaux en aggloméré et d'obtenir une belle surface de béton.

L'épaisseur minimale des panneaux est fixée à 15 mm, ce qui empêche leur déformation sous la pression du béton plastique. Les panneaux sont normalement installés à l'horizontale, puisqu'ils sont plus rigides dans le sens de la longueur.

Bien que le CCDG précise que les éléments de bois doivent être à l'état neuf, cela ne signifie pas que les éléments de coffrage doivent être neufs. Il faut cependant que les coins et les rebords des panneaux de contreplaqué soient intacts et que leur face intérieure soit lisse, sans encoches ni trous. Il est conseillé de se servir de panneaux de même condition sur la face apparente d'un élément, soit celle située au-dessus du sol une fois les travaux terminés. Il est aussi conseillé d'utiliser les panneaux les mieux conservés sur la surface apparente d'un élément et d'employer les autres sur des surfaces non apparentes, comme l'arrière d'une culée. Les autres pièces du coffrage ne doivent pas être déformées, et il faut veiller à ce que leur capacité ne soit pas réduite par un trait de scie, une encoche ou toute autre détérioration du même type.

4.3.1.2 Coffrages métalliques

Étant donné leur coût plus élevé, les coffrages métalliques sont surtout utilisés lors de travaux d'entretien importants et de la construction de colonnes et de chevêtres. Ils servent aussi à la construction en série d'éléments comme les glissières.

Il est important de vérifier le bon état des éléments structuraux du coffrage et de rejeter toute pièce présentant des fissures, des bosses importantes ou tout autre défaut pouvant diminuer la capacité ou l'esthétique de l'ouvrage à bétonner.

4.3.1.3 Accessoires des coffrages

Les parois verticales opposées des coffrages sont reliées les unes aux autres au moyen d'attaches métalliques pourvues de cônes de plastique vissés à leurs extrémités. Ces cônes permettent d'obtenir un enrobage de béton au-dessus des attaches de coffrages une fois l'enlèvement des coffrages effectué.

Selon les exigences du CCDG, la longueur du cône des attaches doit être choisie de façon à ce que la distance entre la surface de béton et l'extrémité des attaches se situe entre 25 et 50 mm (les cônes des coffrages de grandes dimensions fabriqués par PERI sont de 100 mm et ceux de Doka, de 112 mm – voir les précisions ci-dessous). La limite de 25 mm permet d'éloigner suffisamment l'extrémité de l'attache de la surface de béton, tandis que celle de 50 mm restreint l'épaisseur du mortier servant à boucher le trou laissé par l'enlèvement du cône. Il faut, en effet, limiter l'épaisseur du mortier, compte tenu de la durabilité moindre de ce matériau si on la compare à celle du béton utilisé pour la réalisation de l'élément.

Le surveillant doit être vigilant quant à l'utilisation de cônes de plastique de plus de 50 mm de longueur. Il existe en effet sur le marché des cônes de plastique de 75 mm de longueur. Bien que leur utilisation puisse paraître bénéfique, car ils favorisent le même recouvrement que les armatures, elle doit être évitée, car ils conduisent à une zone de mortier qui pénètre jusqu'au niveau des armatures. Or, le mortier ne présente pas les mêmes caractéristiques de durabilité que le béton, et son adhérence au béton est souvent variable, ce qui favorise le transport des chlorures jusqu'au rang d'armature.

Dans le cas spécifique des coffrages de grandes dimensions, un cône de plus grande dimension est accepté par le CCDG. Les systèmes PERI utilisent un cône métallique recouvert de plastique qui a une longueur de 100 mm, tandis que les systèmes Doka utilisent un cône similaire de 112 mm de longueur (avec la présence d'un boulon à l'extrémité intérieure). Dans ce dernier cas, bien que le CCDG permette jusqu'à 100 mm de profondeur, la longueur de 112 mm est généralement tolérée. Les cônes de plus grande profondeur doivent être refusés.

Le CCDG accepte des cônes de plus grande profondeur (jusqu'à 100 mm ou 112 mm) dans le cas des coffrages de grandes dimensions, car les attaches ont une plus grande capacité individuelle, ce qui permet de diminuer considérablement leur nombre. Il s'agit donc d'un choix de propriétaire qui a été fait par le Ministère de tolérer une correction de mortier plus importante en profondeur avec ces coffrages que des coffrages réguliers, sachant que ces corrections seront moins nombreuses.

Note

Tout autre accessoire pouvant être utilisé avec ces systèmes, comme les supports de coffrage noyés dans le béton, doit être refusé quand ses dimensions dépassent celles permises pour les cônes. Il faut aussi éviter l'emploi d'éléments de support nécessitant l'aménagement de niches dans le béton de l'ouvrage. Ainsi, le surveillant doit demeurer vigilant lors de l'emploi de coffrages de grandes dimensions, car ces systèmes peuvent prévoir certains équipements dans leurs fiches techniques qui s'avèrent non conformes aux exigences du CCDG et qui doivent donc être refusés.

La figure 4.3-3 illustre deux types d'attaches de coffrages couramment utilisées : l'attache avec bobines hélicoïdales, ou *attache à boudin*, connue sous le nom anglais de *coil tie*, et l'attache avec tige à haute résistance (PERI). Le cône en plastique des attaches à boudin est vissé sur le ressort, et la tige filetée reliant l'attache au coffrage doit être suffisamment longue pour déborder au-delà du ressort et ne pas réduire la capacité de l'attache.

Mentionnons que l'attache simple, connue sous le nom de *snap tie*, ne doit pas être utilisée, en raison du trop grand nombre d'éléments qu'elle requiert, comme l'indique le devis spécial. En effet, les deux autres types d'attaches autorisés permettent de réduire le nombre d'attaches et, par conséquent, le nombre de trous à combler par du mortier.

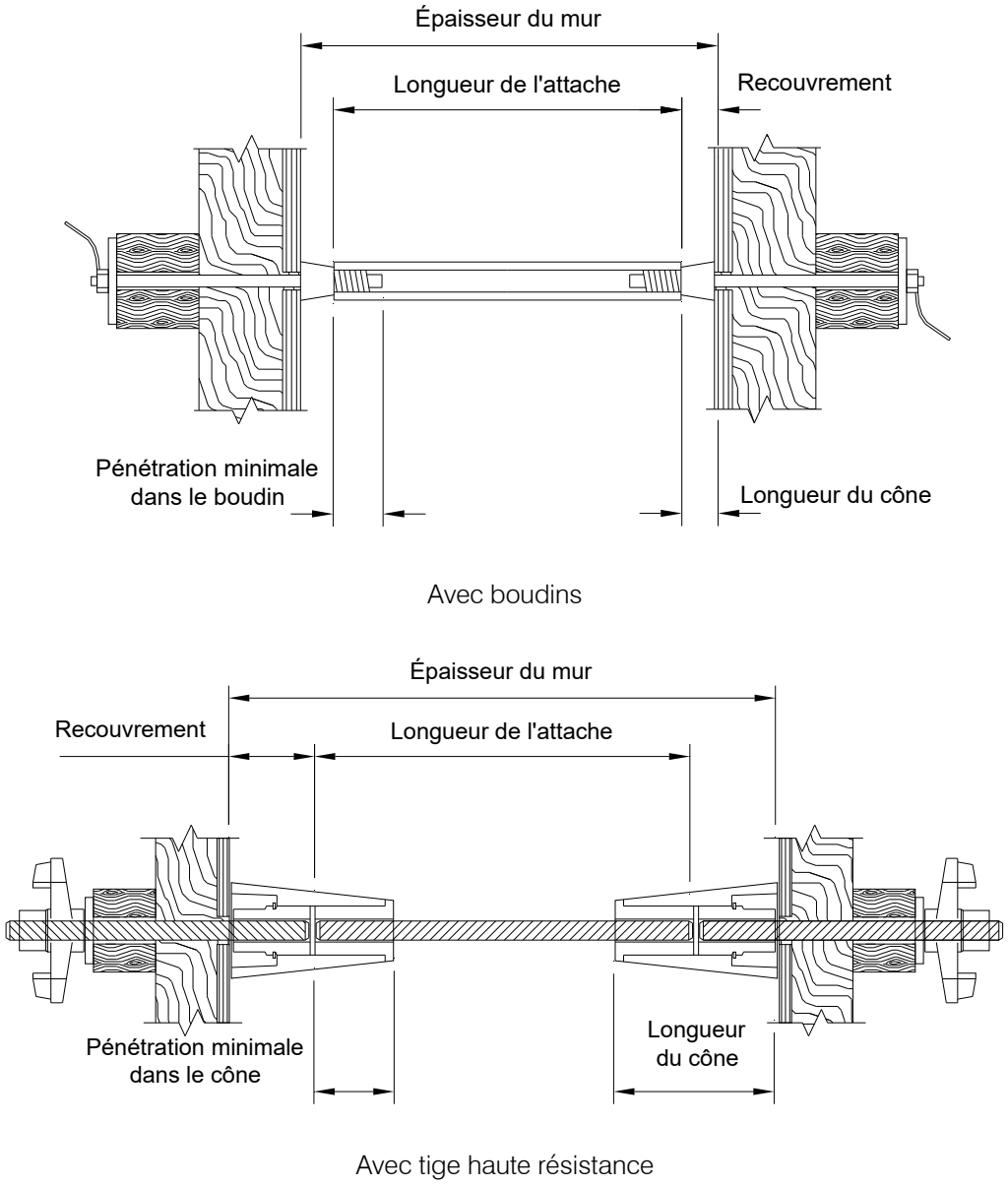


Figure 4.3-3 Attaches de coffrage

Les attaches doivent être galvanisées lorsque l'acier d'armature est lui-même galvanisé. Cette exigence du CCDG s'impose compte tenu de la faible épaisseur de l'enrobage de béton au-dessus des attaches. Le CCDG exige aussi que les attaches aient un diamètre minimal de 12 mm et une capacité en service de 20 kN (ce qui écarte d'office les attaches de type *snap tie*).

Précisons que, dans le cas d'ouvrages de forte épaisseur, l'utilisation de deux boudins reliés par une tige filetée centrale peut s'avérer nécessaire. Dans ce cas, si les armatures sont galvanisées, les deux boudins doivent l'être aussi. Il ne faut cependant pas galvaniser la tige centrale, pour ne pas interférer avec le filetage, ce qui rendrait la fixation aux boudins très difficile, voire impossible. Ces tiges centrales étant fabriquées à partir d'un acier à haute résistance, elles pourraient également être fragilisées par le processus de galvanisation.

Le surveillant ne doit accepter que des attaches galvanisées à chaud, faute de quoi la durabilité de l'ouvrage pourrait être fortement réduite. Soulignons que, dans le CCDG, l'article 15.4.3.1.3 « Accessoires des coffrages » exige des attaches galvanisées et que le terme *galvanisé* renvoie à l'article 15.14.2 « Galvanisation », qui précise que, lorsque de la galvanisation est demandée dans les plans et devis, le procédé utilisé doit être la galvanisation à chaud. Ce type de galvanisation est en général très durable, car il se produit une réaction métallurgique à la surface de la pièce d'acier lors de ce procédé.

L'entrepreneur peut parfois proposer (ou utiliser à l'insu du surveillant) des accessoires électrozingués, donc plaqués avec du zinc par un procédé électrolytique, en remplacement de la galvanisation à chaud. Ces attaches doivent être refusées, car l'épaisseur de galvanisation est nettement insuffisante et elle est également moins adhérente à la surface. En général, les pièces zinguées auront un aspect brillant, poli et luisant comparativement au fini mat et rugueux des pièces galvanisées à chaud. Le surveillant doit exiger l'attestation de conformité s'il a des doutes sur le fait que la galvanisation à chaud a bel et bien été réalisée. Celle-ci doit avoir l'épaisseur minimale exigée à l'article 15.14.2.2.2 « Procédé de galvanisation » du CCDG.

Le CCDG exige aussi que les attaches soient positionnées à angle droit par rapport à la surface de béton de l'élément à construire. Cette exigence vise à ce que la capacité de l'attache ne soit pas réduite et que le cône en plastique soit mis en place de façon à être en contact en tout point avec le coffrage (cela permet d'éviter que le béton s'infiltre à l'intérieur du cône et, par conséquent, qu'un trou régulier apparaisse une fois le cône enlevé). Si cela n'est pas possible, ce qui peut être le cas, entre autres, pour un ouvrage comportant un biais, l'extrémité du cône en plastique du côté du coffrage doit être biseautée pour que le cône soit en contact en tout point avec le coffrage; pour le système de coffrage fabriqué par PERI, les cônes doivent être modifiés comme le montrent les plans d'atelier.

Les attaches doivent être disposées sur une même ligne verticale pour faciliter la mise en place du béton et améliorer l'esthétique de l'ouvrage construit. La partie centrale des attaches ne doit pas non plus être installée à l'intérieur de l'enrobage des armatures, comme l'illustre la figure 4.3-2 présentée précédemment.

Le CCDG interdit également d'employer des gaines sur les attaches de coffrage, car la partie centrale de ces attaches doit demeurer dans le béton. L'utilisation de gaines permettrait de retirer la totalité de l'attache après bétonnage, ce qui laisserait des vides qui traverseraient alors l'ouvrage et nuiraient grandement à sa durabilité, même si ces vides étaient comblés de mortier.

Aucune attache de coffrage ne doit être placée dans le béton des glissières, des chasse-roues, des trottoirs ou des pistes cyclables, puisque ces éléments sont très exposés aux sels de déglaçage et subissent une forte abrasion due au sable épandu et aux déneigeuses.

Il ne faut fixer aucune attache de coffrage sur la face extérieure d'une dalle pour ne pas nuire à la durabilité de la dalle. Cette exigence s'applique à tous les types de dalles, qu'elles soient sur poutres ou épaisses comme celles des portiques. Dans ce dernier cas, le surveillant doit être vigilant et vérifier la méthode que l'entrepreneur entend utiliser pour fixer les coffrages des faces extérieures, le tout dès la soumission des plans, car il est plus facile de modifier les coffrages à ce moment. Ainsi, pour les dalles épaisses comme celles des portiques, les coffrages des côtés extérieurs doivent en général être fixés au moyen de bielles inclinées sur le plancher horizontal soutenu par les étaiements verticaux. Ces coffrages ne pourront pas être reliés deux à deux au moyen de tirants ni de tiges filetées qui s'étendent sur la largeur de l'élément.

De même, il ne faut placer aucune attache de coffrage dans un élément de béton précontraint en place, comme un tablier, pour éviter que les coffrages n'induisent des pertes de précontrainte parasitaires lors de la mise en tension de l'armature de précontrainte. La mise en tension de l'ouvrage s'effectuant lorsque les coffrages sont toujours maintenus en place, la présence des tirants impliquerait que les coffrages seraient comprimés en même temps que l'ouvrage, ce qui diminuerait de façon permanente l'efficacité de la précontrainte dans l'ouvrage de béton.

Finalement, lors de la réfection d'un côté extérieur d'une dalle sur poutres en béton, les attaches de coffrages ne peuvent être fixées que sur le dessus des poutres; cette exigence permet d'éviter le perçage de trous à des endroits qui pourraient endommager l'armature des poutres existantes et ainsi réduire leur capacité.

Dalle sur poutres

Les attaches employées pour soutenir les coffrages d'une dalle construite sur des poutres comprennent principalement les selles ajustables en hauteur et les supports métalliques pour un coffrage en porte-à-faux.

Selles ajustables en hauteur (dalles sur poutres)

Les selles ajustables en hauteur, qui font partie des exigences du CCDG, visent à faciliter l'ajustement vertical précis des coffrages lors du passage à vide. Il faut les choisir parmi celles offertes sur le marché et interdire l'utilisation de selles dont les charges et le facteur de sécurité ne sont pas certifiés.

La description précise des selles apparaissant dans le CCDG permet de bien cibler le type désiré et d'éliminer toute confusion possible avec d'autres types de selles. Les selles sont composées de deux parties distinctes : un support horizontal galvanisé, qui repose sur le dessus de la poutre, et des tiges filetées verticales ou inclinées pour soutenir les coffrages. Les supports de certaines selles se prolongent d'environ 15 mm (butée latérale) sous le niveau du dessus de la semelle supérieure des poutres, offrant ainsi une butée latérale aux selles et une meilleure stabilité des coffrages.

Ce type de selle avec butée latérale doit être utilisé pour supporter tout coffrage en porte-à-faux, à plus forte raison lorsque les coffrages qu'elle retient doivent supporter l'équipement de finition du béton de la dalle. Cette exigence vise à empêcher le glissement latéral d'une selle. La figure 4.3-4 présente un exemple type de selle ajustable en hauteur.

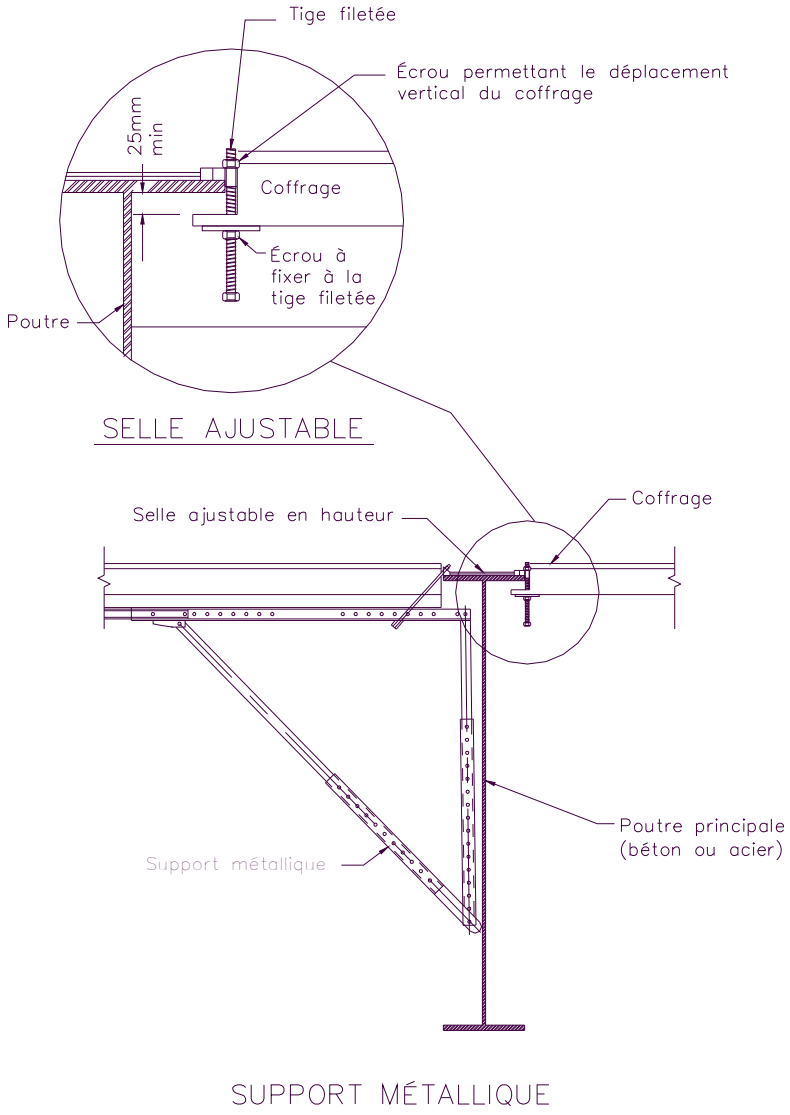


Figure 4.3-4 Selle ajustable en hauteur et support métallique

Les selles sont offertes en différents modèles selon les besoins : selle complète ou demi-selle pour les coffrages en porte-à-faux, tiges filetées posées à la verticale ou inclinées, selon le type de poutres, pour les coffrages entre deux poutres. Les demi-selles sont souvent utilisées pour augmenter la capacité des coffrages en porte-à-faux : il revient moins cher de les utiliser que de doubler le nombre de selles ordinaires.

Bien qu'offerte en différents modèles, la demi-selle la plus employée et la plus robuste est la demi-selle monolithique galvanisée, qui est munie d'un crochet lui permettant de s'agripper sur la face intérieure de la semelle supérieure de la poutre de rive. Un autre modèle, strictement interdit au CCDG à cause des amorces de fissure qu'il peut causer aux poutres, consiste en une demi-selle soudée au-dessus d'une poutre en acier.

Précisons que les crochets des demi-selles doivent être installés uniquement sur le côté intérieur de la poutre de rive. La présence de crochets sur la face extérieure d'une poutre de rive est interdite, car, en plus d'être inesthétique, cela nuit à la durabilité de l'ouvrage puisque cette face est exposée aux sels de déglaçage provenant du tablier.

Bien qu'il soit possible de commander des selles d'une hauteur correspondant à celle des goussets, leur hauteur est laissée à la discrétion de l'entrepreneur. Ce dernier choisit généralement des selles équivalant à une hauteur de goussets nulle parce qu'il peut passer sa commande bien avant de connaître la hauteur exacte des goussets, ce qui lui permet de ne pas retarder ses travaux.

Les supports de selles doivent être galvanisés parce que cette partie de l'assemblage reste hors du béton (sous la dalle) après le décoffrage.

Les selles sont fabriquées selon la largeur du dessus des poutres; selon le type de selle, une tolérance libre de 3 à 10 mm est habituellement allouée de part et d'autre de la poutre. Il faut respecter cette tolérance du fabricant pour assurer le facteur de sécurité requis par les normes. Dans le cas d'un pont à poutres d'acier, si l'entrepreneur commande ses selles sans penser que la largeur de la semelle supérieure des poutres varie, des retards sont à prévoir, puisque bon nombre de selles se révèlent alors inutilisables.

Le CCDG précise que les selles supportant un coffrage en porte-à-faux doivent être installées perpendiculairement à l'axe des poutres, même pour un pont avec biais; cette exigence permet d'éviter que les selles soient placées à un angle légèrement inférieur au biais exigé, ce qui pourrait les amener à glisser.

Il faut installer les selles ajustables de façon à ce qu'elles jouent leur rôle, c'est-à-dire qu'elles facilitent le déplacement vertical du coffrage à partir du dessus du tablier. Pour ce faire, l'entrepreneur fixe un écrou sous le coffrage à chaque tige filetée de la selle. Il le fixe habituellement au moyen d'une broche, ou il utilise un deuxième écrou comme contre-écrou pour empêcher les tiges filetées de tourner lors de l'ajustement des coffrages au-dessus du tablier. De plus, il faut, lors du montage des coffrages, s'assurer que la distance entre le dessous de la semelle supérieure de la poutre et le coffrage est suffisante pour que le coffrage puisse être levé, au besoin, lors du passage à vide; une distance de 25 mm est généralement suffisante. Dans tous les cas, il faut que la longueur de la tige filetée de la selle soit suffisante à son extrémité supérieure pour que le coffrage puisse être abaissé, au besoin, lors du passage à vide; une distance de 25 mm est également suffisante.

Mentionnons que le CCDG exige de limiter cette distance à 25 mm pour réduire la profondeur des trous laissés dans le béton à la suite de l'enlèvement des tiges filetées des selles. Une fois le passage à vide terminé et conforme, si des tiges filetées dépassent les supports de selles de plus de 25 mm, elles doivent être coupées avant le bétonnage de la dalle. Si les coffrages ne peuvent pas être relevés ou abaissés pour une raison quelconque lors du passage à vide, l'entrepreneur doit rectifier la situation en procédant par le dessous de la dalle; cette situation peut entraîner une importante perte de temps si l'accès au-dessous de la dalle est impossible ou problématique.

Lors de la coulée d'une phase de raccordement d'une dalle, communément appelée *zipper*, le CCDG précise de ne pas fixer les coffrages de la phase de raccordement directement aux deux phases de dalle déjà coulées de part et d'autre. L'emploi d'ancrages au béton dans ces circonstances présente de forts risques de nuire à la durabilité de ces portions de dalle, et ce, même si les trous laissés par les ancrages sont comblés de mortier ou de scellant. Dans ce cas, l'entrepreneur doit, par exemple, appuyer les coffrages de la dalle sur les ailes inférieures des poutres, évitant ainsi de forer dans la dalle neuve.

Des précautions doivent être prises lors de la mise en place des coffrages pour que des charges égales soient appliquées simultanément sur les deux côtés des selles. Il est cependant interdit de modifier celles-ci pour faciliter la mise en place des coffrages ou de les fixer au moyen de points de soudure aux poutres, aux goujons ou aux étriers.

Supports métalliques (dalles sur poutres)

Les supports métalliques commercialisés sont utilisés pour soutenir les coffrages en porte-à-faux de la dalle. Quelques types de supports sont offerts sur le marché, les plus utilisés étant de type léger, fabriqués essentiellement à partir de tubes en acier ou en aluminium de petit diamètre et retenus par une seule selle ajustable en hauteur. Dans le cas d'un pont à poutres d'acier, les parties du support directement en contact avec les poutres doivent être recouvertes de pièces caoutchoutées ou d'un autre type de protection anti-abrasive pour éviter que le revêtement anticorrosion de la poutre soit endommagé. La figure 4.3-4 montre un support métallique type.

Si le rail de roulement de l'équipement de finition est situé sur le coffrage en porte-à-faux, il faut soigneusement mettre en place les supports métalliques, pour ne modifier en aucun cas le nivellement lors du passage à vide. En effet, cette modification de nivellement du support métallique changerait le profil du rail de roulement et, en conséquence, le profil longitudinal du dessus de la dalle. Certains entrepreneurs positionnent l'extrémité du coffrage en porte-à-faux selon un niveau légèrement plus élevé pour former une cambrure supplémentaire et ainsi compenser la déflexion des coffrages sous le poids du béton; cette façon de faire est acceptable pourvu que l'ajustement ne dépasse pas 5 mm.

Les supports fabriqués en bois sont interdits à cause de leur capacité réduite et surtout de la variabilité de la résistance d'un support à l'autre. Cette variabilité entraîne une modification non désirée du profil longitudinal final de la dalle et de la valeur de l'enrobage de béton au-dessus des armatures, tout en engendrant sur le dessous de la dalle un effet visuel inesthétique en forme de vagues. Pour les mêmes raisons, l'espacement entre les supports métalliques doit être constant, et ces derniers ne doivent pas prendre appui sur les unités de fondation.

Supports de coffrages ajustables Borg (dalles sur poutres)

Comme solution de remplacement aux supports de coffrage conventionnels, l'utilisation de supports réutilisables constitués d'un bâti d'acier qui s'appuie sur le dessus des semelles supérieures a déjà été acceptée. Ces supports sont ajustables par le biais d'une tige filetée située à leur base.

Ces supports ne devraient être acceptés en équivalence que si les conditions suivantes sont respectées afin d'éviter des problèmes de mise en œuvre. Ainsi, les poutres doivent être en acier, car celles en béton ne sont pas adaptées à ce type de support. La poutre doit également avoir une profondeur minimale de 1 000 mm, et un pontage doit être en place pour permettre la circulation sous les coffrages au moment du passage à vide, étant donné que l'ajustement de ces supports doit s'effectuer par le dessous de la dalle, contrairement aux selles conventionnelles.

Finalement, ce type de support requiert un gousset minimal de 10 mm qui dégage la languette métallique appuyée sur le dessus de la semelle : il faut donc que l'épaisseur du gousset de base théorique, évaluée par le concepteur et prévue aux plans, soit suffisante pour intégrer cette surépaisseur imposée de 10 mm en chantier. Par conséquent, le surveillant doit consulter le concepteur avant d'autoriser l'entrepreneur à utiliser ce type de selles. De plus, après l'enlèvement de la languette métallique d'appui pour chaque selle lors du décoffrage, il faut s'assurer que l'entrepreneur comble la cavité en place à l'aide de mortier, selon les conditions spécifiées à l'étape de la correction des surfaces de l'article 15.4.3.5.10 « Inspection, correction et nettoyage des surfaces » du CCDG.

Si les conditions précédentes ne sont pas réunies, le surveillant doit refuser l'utilisation de ces supports. En effet, des problèmes d'ajustement risquent de survenir lors du passage à vide, et le Ministère pourrait subir des coûts additionnels importants liés à la réalisation de goussets non prévus et du surplus de béton nécessaire pour ces goussets ainsi qu'à la modification des profils aux approches.



Figure 4.3-5 Support de coffrage ajustable de type Borg

Travaux d'entretien

Même si le choix des attaches des coffrages est d'abord et avant tout de la responsabilité de l'entrepreneur, celles qui servent à retenir les coffrages utilisés pour des travaux de réparation avec coffrages et surépaisseur sont définies de façon précise dans le CCDG, car elles jouent un double rôle : retenir la poussée du béton plastique sur les coffrages et ancrer la réparation au substrat, une fois le béton durci. Pour cette raison, ces attaches sont appelées *tirants* dans le CCDG. Les tirants exigés sont toutefois semblables, sur bien des points, aux attaches présentées précédemment.

Selon les exigences du CCDG, la longueur du cône des tirants doit être choisie de façon à ce que la distance entre la surface de béton et l'extrémité des tirants se situe entre 25 et 50 mm. Outre les raisons déjà évoquées pour les attaches, la limite de 50 mm permet également de s'assurer que l'attache pénètre suffisamment dans le nouveau béton pour ancrer adéquatement la réparation au substrat. Un tirant type utilisé pour des travaux d'entretien est illustré à la figure 4.3-6.

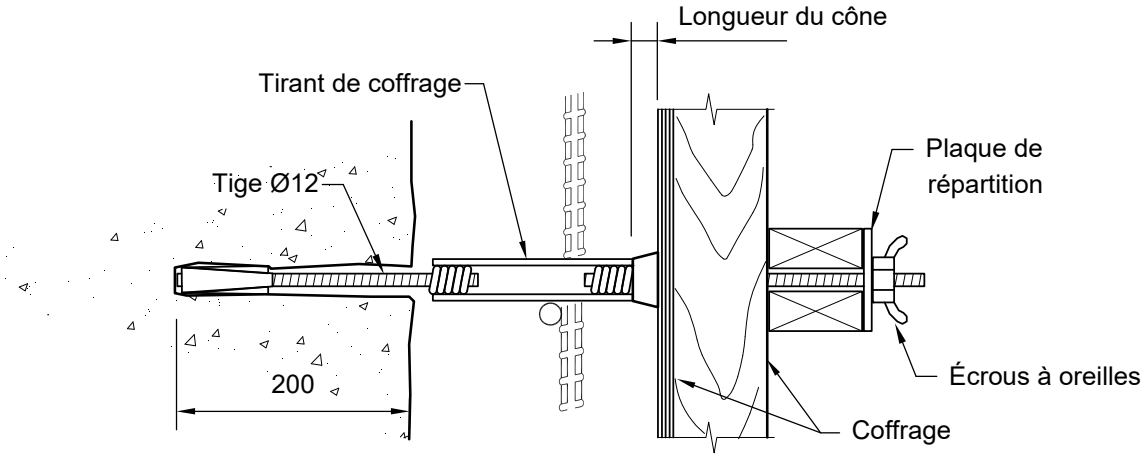


Figure 4.3-6 Tirant type

Les exigences d'espacement et de diamètre des tirants présentés au CCDG sont suffisantes pour que le béton durci s'ancre adéquatement au substrat, mais elles peuvent s'avérer insuffisantes pour qu'il y ait résistance à la poussée du béton plastique lors du bétonnage. L'entrepreneur doit donc, au besoin, soit augmenter le nombre de tirants, soit utiliser des tirants de plus grande capacité pour résister aux efforts engendrés par le béton plastique.

L'entrepreneur peut aussi décider de ne pas utiliser de tirants selon les exigences du CCDG et ancrer le nouveau béton autrement, comme c'est souvent le cas lors de l'utilisation de coffrages préfabriqués de grandes dimensions et dont la paroi peut difficilement être percée tous les 600 mm pour qu'y soient installés des tirants. Le CCDG précise que, dans ce cas, des ancrages doivent être fixés au substrat en remplacement des tirants décrits précédemment. Ces ancrages sont définis à la section 4.3.4 « Ancrages » de ce chapitre.

Les tirants doivent être installés à l'intérieur de la réparation, comme lors d'une réparation avec coffrages sans surépaisseur, pour que le béton environnant ne soit pas endommagé.

Le CCDG interdit l'utilisation de plaques entre les cônes de plastique des tirants et la paroi des coffrages. Cette interdiction vise à éviter des problèmes qui se sont déjà posés, particulièrement lors de travaux de réparation sur de grandes surfaces : des entrepreneurs utilisaient des panneaux de coffrages préfabriqués (réutilisables), avec trous surdimensionnés, dans le but d'avoir une marge de manœuvre pour installer des tirants dans le béton. Une plaque métallique mince était alors insérée à l'intérieur des coffrages pour combler l'espace annulaire autour du tirant dans le trou surdimensionné. Cette pratique, en plus de laisser une multitude d'empreintes non esthétiques, diminue le recouvrement de béton au-dessus des armatures.

Le surveillant doit être attentif à la position de l'extrémité des tirants après la pose des armatures. La pratique courante au chantier consiste à ajuster les tirants lors de leur pose pour que les coffrages soient installés sur le même plan et à la bonne position, avant l'installation des armatures. Il peut, par conséquent, arriver que les ferrailleurs déplacent l'extrémité du tirant (boudin) en le tournant lors de la pose des armatures, ce qui peut entraîner un mauvais alignement des coffrages. Il ne faut pas effectuer de soudures pour fixer les tirants aux tiges ancrées dans le béton, car elles peuvent diminuer la capacité de la tige. Au lieu d'effectuer des soudures, l'entrepreneur peut, pour bloquer les tirants à la bonne position, utiliser des broches comme celles qui servent à la ligature des armatures et les positionner à l'avant et à l'arrière du boudin hélicoïdal fixé sur la tige filetée.

4.3.1.4 Préparation des coffrages

La surface intérieure des coffrages doit être recouverte d'un agent de décoffrage commercialisé à moins qu'une doublure de coffrage ne soit employée. L'entrepreneur doit procéder à son application avant la pose des armatures afin d'éviter de les salir. En effet, la présence d'un agent de décoffrage sur les armatures nuit fortement à leur lien avec le béton.

Doublure de coffrage

La doublure de coffrage absorbe le surplus d'eau qui se déplace vers les coffrages lors de la vibration du béton et le draine vers le bas du coffrage, tout en bloquant le passage des particules fines du béton. Cela permet ainsi d'éliminer les accumulations d'eau qui, au décoffrage, s'apparentent plutôt à des vides, à des poches d'air, à de grosses bulles ou même à l'écaillage de la surface de béton dans les pires cas. L'utilisation de la doublure vise donc à maintenir le rapport eau/liant du béton de surface à la même valeur que celui du béton du cœur de l'élément. L'absence de vides à la surface du béton sert également à préserver l'enrobage au-dessus des armatures. Le maintien du rapport eau/liant offre l'assurance que le béton de surface a les caractéristiques de durabilité requises pour résister aux intempéries.

Les surfaces habituellement couvertes d'une doublure de coffrage sont celles des glissières de béton et des poutres en béton précontraint, car elles ont une partie de leur coffrage qui est en surplomb (la base de la glissière et le dessus de la semelle inférieure des poutres) et elles sont souvent fortement exposées aux chlorures. De plus, dans le cas des poutres précontraintes, elles ont un recouvrement de béton limité au-dessus des armatures. Précisons que, lorsqu'une doublure de coffrage est exigée à l'intérieur du coffrage d'une glissière, le côté extérieur de la dalle située sous la glissière n'est pas inclus.

La doublure doit respecter les exigences de la norme 31001 « Doublure de coffrage » du *Tome VII – Matériaux* de la collection Normes – Ouvrages routiers du Ministère. Les doublures qui répondent aux exigences de la norme figurent sur la *Liste des matériaux relatifs au béton éprouvés par le Laboratoire des chaussées*, laquelle est disponible sur le site Web du Ministère.

Un seul type de doublure doit être utilisé pour un même pont, parce que la texture et la couleur du béton peuvent varier légèrement selon la doublure employée.

La doublure de coffrage doit être mise en place selon les recommandations du fabricant. Il est important de mentionner que certaines doublures ont un sens de pose déterminé, c'est-à-dire qu'un des côtés de la doublure doit être en contact avec le coffrage alors que l'autre doit l'être avec le béton.

Pour des raisons d'esthétique et de préservation de l'enrobage de béton au-dessus des armatures, il faut très bien tendre la doublure sur la surface des coffrages avant de l'y fixer. Si la doublure est mal tendue, la pression du béton lors de la coulée fait apparaître des plis dans la doublure qui se reflèteront à la surface de béton durci. Lorsque la doublure est posée correctement, peu de plis apparaissent.

La doublure est fixée au moyen d'agrafes sur les coffrages en bois et de colle en aérosol sur les coffrages métalliques. Il est particulièrement important de suivre les recommandations du fabricant pour éviter la formation de plis aux changements de direction des coffrages. Il faut éviter la pose préalable de la doublure en usine, ou longtemps à l'avance en chantier, car cela favorise l'apparition de plis et le colmatage de certaines surfaces par salissage.

La doublure doit être sèche lors du bétonnage; le CCDG impose cette exigence pour que le pouvoir d'absorption de la doublure ne soit pas réduit. Il faut être particulièrement vigilant dans le cas des chasse-roues et glissières, car l'humidification du béton existant de la dalle à la base des coffrages a tendance à mouiller la doublure.

Il faut utiliser la doublure qu'une seule fois, car elle perd la plupart de ses propriétés après un premier usage. Cette exigence du CCDG s'applique à tous les produits offerts sur le marché, même à ceux dont les fabricants affirment qu'ils peuvent être utilisés plus d'une fois.

Chanfreins

Toutes les arêtes vives de l'ouvrage à bétonner doivent être chanfreinées, à l'exception des semelles, des dalles de transition et des épaulements des joints de tablier à plus d'une garniture. Le CCDG exige un chanfrein de 15 mm x 15 m, mais, en général, il est possible aussi d'utiliser des chanfreins de 20 mm x 20 mm sans affecter l'ouvrage.

Les chanfreins sont exigés non seulement pour une raison d'esthétique, mais surtout pour éviter la présence d'arêtes vives, qui peuvent se briser facilement. Ce bris peut se rendre jusqu'à l'armature qui risque alors d'être exposée aux intempéries, ce qui provoque rapidement des dommages importants à l'élément de pont. Pour ces raisons de durabilité, les chanfreins sont exigés autant sur les éléments de béton exposés que sur ceux qui seront remblayés.

Un chanfrein est également requis pour tous les joints de coulée horizontaux, notamment ceux situés sur la face extérieure entre la dalle et les chasse-roues, trottoirs, pistes cyclables en surépaisseur au-dessus d'une dalle ou glissières. Il s'agit d'assurer un esthétique adéquat à ces endroits. Le chanfrein permet de positionner le joint de coulée selon une ligne parallèle au-dessus de la dalle.

Les chanfreins sont réalisés grâce à des languettes de bois triangulaires qui doivent être fixées solidement et être en contact avec la face intérieure du coffrage sur toute leur longueur pour éviter que la laitance ne s'infiltre à l'arrière d'elles.

Les chanfreins servent aussi à positionner adéquatement le niveau final du béton dans les coffrages à la partie supérieure de la coulée. On s'assure ainsi, en plus des éléments notés précédemment, que les armatures à la partie supérieure ont un recouvrement adéquat. Le CCDG n'exige pas de chanfreins pour les semelles et les dalles de transition (voir ci-dessous), mais cela ne relève pas

l'entrepreneur de ses obligations de délimiter le niveau du dessus de la coulée dans les coffrages pour ces éléments afin d'y obtenir l'enrobage minimal demandé pour les armatures. À cette fin, certains entrepreneurs utilisent parfois des clous fixés dans les coffrages pour indiquer ce niveau. Cette pratique doit être refusée, car, très souvent, les clous qui dépassent à l'intérieur des coffrages finissent noyés dans le béton durci, ce qui cause des problèmes en matière de durabilité (présence de clous en surface du béton) et de sécurité des travailleurs (pointe du clou en saillie).

Les chanfreins ne sont pas exigés sur les semelles et les dalles de transition, car ces éléments sont plus simples en matière de coffrage et moins exposés aux sels de déglaçage ou aux cycles de gel/dégel. Ils ne sont pas non plus réalisés sur les épaulements des joints de tablier à plus d'une garniture, où ils donneraient une transition inadéquate entre la surface de l'épaulement et celle de l'enrobé.

4.3.1.5 Nettoyage des coffrages

L'enlèvement des débris de toutes sortes sur la face intérieure des coffrages et sur le béton mis en place lors d'un précédent bétonnage a un but esthétique, bien sûr, mais il est surtout nécessaire pour assurer la durabilité de l'ouvrage en préservant l'enrobage de béton au-dessus des armatures. En effet, les débris de bois gonflent sous l'action de l'humidité et du gel, et ils risquent de faire éclater le béton, ce qui réduirait la capacité et surtout la durabilité de l'ouvrage. Les débris métalliques, tels que les broches servant de ligature aux barres d'armature et les clous laissés sur les coffrages d'une dalle, corrodent et tachent rapidement le béton de l'ouvrage.

Il faut procéder au nettoyage des coffrages avant le jour prévu pour le bétonnage, car l'entrepreneur a beaucoup d'autres préoccupations ce jour-là. Idéalement, les ouvriers doivent être sensibilisés à la réduction à la source du volume de débris lors du montage des coffrages et de la pose des armatures.

Le nettoyage des coffrages devrait être fait au moyen d'un aspirateur. Le boyau de l'aspirateur peut être prolongé par un tuyau de plastique à son extrémité, de manière à aspirer les débris au fond des coffrages plus profonds. L'utilisation d'un jet d'air est rarement indiquée, puisqu'il ne fait que déplacer les débris et la poussière. Si l'entrepreneur utilise tout de même un jet d'air, il doit terminer le travail avec un aspirateur, surtout au fond et dans les coins des coffrages. Si les coffrages sont trop profonds ou trop élancés pour être inspectés et favoriser l'enlèvement des débris à partir du dessus, il faut pratiquer une ouverture temporaire à leur base pour rendre possibles ces opérations.

Si l'entrepreneur utilise un jet d'eau pour le nettoyage, il doit éviter les accumulations d'eau au fond des coffrages.

4.3.1.6 Enlèvement des coffrages

Le CCDG précise que les coffrages doivent demeurer en place pour un minimum de 3 jours suivant le coulage du béton. Idéalement, les coffrages devraient rester en place 7 jours, soit la durée normale de la cure du béton. Cependant, l'entrepreneur les enlève souvent avant, soit parce qu'il a besoin des coffrages pour d'autres bétonnages, soit parce qu'ils gênent la suite des opérations. La période minimale exigée de 3 jours est donc un compromis qui permet d'éviter d'endommager, lors de l'enlèvement des coffrages, un béton trop peu résistant tout en laissant à l'entrepreneur la possibilité de poursuivre ses travaux.

Le CCDG fixe aussi une période minimale plutôt qu'une résistance minimale pour éviter que l'entrepreneur surdose en ciment son mélange de béton dans le seul but d'accélérer le décoffrage. Un tel surdosage aurait notamment comme effet néfaste d'augmenter la fissuration de retrait et les températures maximales dans le béton pendant la cure. Il faut donc toujours attendre le délai minimal de trois jours avant de procéder au décoffrage.

Le CCDG autorise l'enlèvement des coffrages après 3 jours sans exiger de résistance minimale pour le béton. Dans des conditions normales, et lorsque les exigences du CCDG sont respectées, cette période est suffisante pour que le béton se soutienne et que le décoffrage puisse s'effectuer sans dommages lorsqu'il est effectué soigneusement. Toutefois, il faut atteindre au moins 70 % de la résistance exigée à 28 jours pour l'enlèvement des éléments qui soutiennent verticalement ou latéralement les coffrages. Ces éléments seront abordés à la section « Étaiements » du présent chapitre.

Si les coffrages sont enlevés avant la fin de la période de cure de 7 jours, les exigences relatives à la cure du béton s'appliquent. Le CCDG ne fixe pas de délai précis entre l'enlèvement des coffrages et le maintien de la cure (que ce soit une cure chimique ou une cure à l'eau), mais le surveillant doit exiger que la cure se fasse dans les plus brefs délais. Le CCDG exige notamment que la cure s'applique au fur et à mesure de l'enlèvement des coffrages; il faut donc éviter que l'entrepreneur décoffre l'ensemble d'un élément avant d'amorcer la cure.

Il faut noter qu'un desserrement de coffrages est considéré comme un enlèvement de coffrages. Le desserrement des coffrages entraîne généralement une perte de contact de ces derniers avec le béton, du moins sur une partie de la surface coffrée. Les coffrages ne sont donc plus en mesure de procurer la cure nécessaire au béton. Si les coffrages sont desserrés par mégarde, ils doivent être immédiatement enlevés de façon complète; si cela n'est pas possible, l'entrepreneur doit veiller à ce que la surface du béton soit constamment maintenue humide au moyen d'un tuyau perforé positionné juste au-dessus du coffrage. Cette situation ne devrait toutefois être tolérée qu'en dernier recours, car il est difficile de s'assurer que toutes les surfaces du béton sont bel et bien en contact avec l'eau de la cure.

L'entrepreneur doit procéder avec précaution lors de l'enlèvement des coffrages pour ne pas endommager la surface du béton. Il doit prendre des précautions additionnelles lorsque l'enlèvement des coffrages se fait avant la fin de la période de cure. En effet, le béton est alors moins résistant et, par conséquent, plus susceptible de subir des dommages lors du décoffrage. Pour les mêmes raisons, l'enlèvement des coffrages d'un élément fait de béton autoplaçant (de types XIV-C, XIV-R et XIV-S) ou semi-autoplaçant (de type XVII) doit être effectué avec beaucoup de précautions, compte tenu du développement plus lent de la résistance associé à ce genre de béton.

Absolument tous les panneaux de coffrage en contact avec le béton doivent être enlevés, y compris ceux situés à l'arrière d'une culée ou à tout autre endroit peu apparent du pont. Les panneaux conservent l'humidité et peuvent endommager le béton sous l'effet répété du gel. Les panneaux empêchent également de constater la bonne qualité de la surface du béton et d'inspecter l'ouvrage. De plus, un coffrage laissé en place, par exemple sous un joint de tablier, peut entraver le mouvement du tablier. Il ne faut pas non plus oublier d'enlever les languettes de bois ayant servi à former les chanfreins ou les larmiers, ces derniers ne pouvant jouer leur rôle si les languettes de bois sont maintenues en place.

Lors de l'enlèvement de coffrages dans lesquels une doublure a été utilisée, cette dernière a pu demeurer sur le béton. Elle doit alors être immédiatement enlevée pour que la mise en place d'un matériau de cure formant membrane soit possible. La doublure peut cependant demeurer en place jusqu'à la fin de la période de cure si celle-ci consiste à employer des toiles absorbantes imbibées d'eau : la doublure de coffrage agit alors de la même manière qu'une toile absorbante. Notons aussi que l'utilisation de la doublure de coffrage donne en général une couleur plus foncée au béton, phénomène tout à fait normal.

Précisons finalement que, par temps froid, lorsque le bétonnage s'effectue sous abri, les coffrages doivent être maintenus en place pour la durée de la cure, car ces derniers contribuent à protéger le béton. Cette notion sera abordée dans la section traitant du bétonnage par temps froid. Par opposition, par temps chaud, l'enlèvement des coffrages après la période minimale de trois jours exigée pourrait être à privilégier (en maintenant la cure), car cela contribue à réduire la température à l'intérieur du béton. Il n'y a toutefois pas d'exigence formelle au CCDG à cet effet, sinon que de ne pas dépasser la température maximale du béton pendant la période de cure.

4.3.2 Étaiement

Le terme *étaiement* désigne de manière générale une structure temporaire servant à supporter un coffrage. Les étaiements sont parfois appelés *fausses charpentes*.

L'étaiement est requis pour un coffrage de tablier en béton précontraint par post-tension, de dalle épaisse ou de portique; il peut être aussi requis pour un chevêtre ou un mur en retour en porte-à-faux.

Il ne faut pas confondre l'*étaiement* avec un autre terme employé dans les documents contractuels du Ministère, le *soutènement temporaire*. Le soutènement temporaire est lié aux travaux d'excavation ou de fondation.

Il ne faut pas non plus confondre l'étaiement avec le support temporaire. L'étaiement sert à supporter le béton frais, tandis que les supports temporaires servent à supporter une structure existante affaiblie par des travaux de démolition et de réparation. Les directives quant aux supports temporaires se trouvent généralement au devis spécial.

Conception de l'étaiement

La conception et la mise en place de l'étaiement doivent respecter la norme CSA S269.1 « Ouvrages provisoires et coffrages ». L'entrepreneur est tenu de s'y conformer afin de s'assurer que la capacité de l'étaiement est suffisante et, par ricochet, que la sécurité des ouvriers et des usagers de la route circulant à proximité est respectée.

Les principales charges à considérer lors de la conception d'un étaiement sont :

- les charges verticales :
  - les coffrages et le béton qu'ils contiennent;
  - les ouvriers et les équipements utilisés lors de la mise en place du béton;
- les charges horizontales :
  - le vent.

Ces charges, y compris celles appliquées sur l'étaiement, mais non spécifiquement mentionnées précédemment, devraient être inscrites sur le plan de l'étaiement. De plus, compte tenu de l'importance du sol dans la capacité d'un étaiement, la nature et la capacité du sol devant lui servir d'appui devraient également figurer sur le plan de l'étaiement.

La valeur de l'affaissement de l'étaiement lors du bétonnage doit être elle aussi inscrite sur le plan. En effet, il faut tenir compte de l'affaissement pour établir les niveaux de dessus final du béton ainsi que la dimension verticale de l'élément à bétonner. De plus, dans le cas d'un tablier de pont, la valeur de l'affaissement est nécessaire pour que soient établis les profils des coffrages et des rails de roulement de l'équipement de finition. Dans tous les cas, la valeur de l'affaissement doit être uniforme sur l'ensemble de l'étaiement. Si ce n'est pas le cas, le plan doit indiquer clairement les différentes valeurs d'affaissement prévues. Cette situation se produit généralement lorsque l'élément à bétonner est de hauteur variable; elle survient également lorsqu'une partie du coffrage n'est pas appuyée directement au sol, comme une partie de tablier située au-dessus d'une voie demeurée ouverte à la circulation.

Si l'une ou l'autre des données mentionnées précédemment n'est pas inscrite sur le plan de l'étaiement, celui-ci ne devrait pas être utilisé.

La figure 4.3-7 illustre un étaiement type et la terminologie employée pour désigner ses différentes parties. La figure 4.3-1, présentée précédemment à la section des coffrages, illustre également un exemple typique d'étaiement incliné pour supporter horizontalement les coffrages.

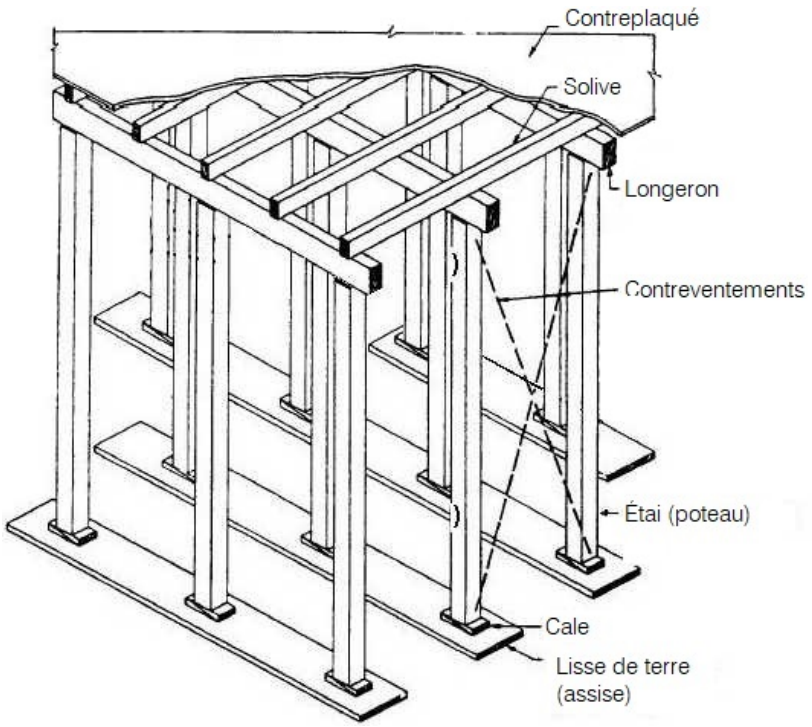


Figure 4.3-7 Terminologie d'un étaiement

Approbation des documents

Le plan de l'étaiement doit respecter les exigences générales de l'article 6.6 « Plans fournis par l'entrepreneur » du CCDG, notamment celles relatives au délai minimal de 2 semaines que le Ministère s'accorde pour étudier le plan et à la conception du plan qui doit être selon le format A1, A2 ou A3 (tabloïd) de la norme ISO 216:2007 « Papiers à écrire et certaines catégories d'imprimés – Formats finis – Séries A et B, et indication du sens machine ». Le format de conception devrait permettre de décrire tous les détails du plan de façon à ce que sa numérisation se fasse avec clarté.

Le plan de l'étaiement n'a à être visé ni par le surveillant ni par le concepteur, puisqu'il concerne des ouvrages temporaires. Le surveillant doit cependant le vérifier sommairement de façon à s'assurer que les ouvrages qui y sont décrits semblent convenir aux besoins et répondre aux exigences du CCDG. S'il juge que ce n'est pas le cas, il doit faire les interventions qu'il juge nécessaires auprès de l'entrepreneur. Il doit de plus s'assurer que le plan est signé et scellé par un ingénieur.

De plus, la Loi sur la santé et sécurité du travail exige que le plan de l'étaiement soit transmis à la Commission des normes, de l'équité, de la santé et de la sécurité du travail (CNESST) par l'entrepreneur, qui peut avoir à fournir, sur demande du surveillant, une copie de l'accusé de réception envoyée par cette dernière, confirmant l'envoi du document.

Mise en place de l'étaiement

La plupart des problèmes relatifs à un étaiement ne sont pas dus à des erreurs de conception, mais plutôt à des erreurs d'exécution.

Le rôle du surveillant consiste, d'une part, à s'assurer que le sol sur lequel s'appuie l'étaiement semble conforme aux exigences du plan. Cette vérification devrait être faite au tout début de la mise en place de l'étaiement. Il faut aussi qu'il veille à ce que les assises de l'étaiement soient stables et suffisamment éloignées d'un sol en pente. Le sol sous les assises de l'étaiement doit aussi être bien drainé pour éviter toute perte de capacité lors d'une pluie ou d'un autre événement semblable. Si l'étaiement est construit sur un sol gelé, il faut s'assurer que l'enlèvement de l'étaiement peut se faire avant le dégel; si ce n'est pas le cas, il faut excaver le sol gelé et remplir l'excavation d'un matériau non gélif. Même si l'enlèvement de l'étaiement est prévu avant le début normal du dégel, il est conseillé de planifier l'installation d'une certaine épaisseur de matériau non gélif sous les assises de l'étaiement en cas de dégel hâtif.

Le rôle du surveillant consiste, d'autre part, à observer les travaux de mise en place de l'étaiement. Son attention devrait surtout porter sur le montage des éléments principaux, tels les poteaux et les contreventements. Si l'entrepreneur désire apporter des modifications au plan de l'étaiement en cours de réalisation, il doit obtenir un plan révisé de l'ingénieur qui a préparé le plan original. Le plan révisé devrait être remis à la CNESST et au surveillant avant la poursuite des travaux.

Tout comme pour les coffrages, chaque pièce composant les étaiements doit être saine. Tout poteau présentant une déformation sur son axe longitudinal doit être rejeté ou renforcé selon les indications de l'ingénieur signataire du plan de l'étaiement.

Le CCDG exige que, lorsque la mise en place de l'étaiement est terminée, l'entrepreneur obtienne d'un ingénieur un avis signé attestant que l'ouvrage répond en tout point au plan soumis, y compris en ce qui a trait au sol sur lequel repose l'étaiement. Cet avis doit faire référence au plan de l'étaiement soumis ou, le cas échéant, au plan révisé lors de la mise en place de l'étaiement. L'avis doit être remis au surveillant avant le bétonnage. Mentionnons que l'inspection de l'étaiement doit être faite par l'ingénieur qui signe l'avis en attestant la conformité; il ne peut pas déléguer cette activité à une autre personne, car le Ministère tient à ce que l'inspection soit faite par un ingénieur compte tenu des graves conséquences qui peuvent découler d'un vice de construction. Il n'est pas nécessaire que l'ingénieur signataire de cet avis soit le même que celui qui a préparé le plan.

Lors de la construction d'un étaiement au-dessus d'une voie ouverte à la circulation, sa base doit être protégée du trafic routier. La protection demandée est normalement spécifiée dans le devis spécial et doit aussi être conforme aux exigences de l'article 10.3.9 « Glissières pour chantier » du CCDG. La largeur et la hauteur du passage libre doivent être conformes aux exigences du devis spécial. Le surveillant doit aviser le responsable de la DGT concernée, chargé d'informer la personne responsable de l'attribution des permis spéciaux à la Direction générale des structures (DGS) du Ministère, des restrictions de largeur et de hauteur imposées au trafic et des dates de début et de fin prévues de l'obstruction.

De plus, rappelons que le raccourcissement élastique et la cambrure d'un tablier construit en béton précontraint par post-tension doivent se faire librement lors de la mise en tension de l'armature de précontrainte pour que ne soient pas induites des pertes de précontrainte parasitaires. L'étaiement et les coffrages, par exemple, ne doivent pas entraver la déformation de la structure lors de cette opération.

Enlèvement de l'étaiement

L'étaiement peut être enlevé seulement lorsque le béton de l'ouvrage a atteint 70 % de sa résistance à la compression spécifiée à 28 jours, sauf lorsqu'il s'agit d'un tablier en béton précontraint par post-tension, pour lequel les exigences sont différentes. Cette exigence est valide autant pour les étaiements verticaux que pour ceux qui supportent latéralement les coffrages. Précisons que le fait de décharger les étaiements, même s'ils ne sont pas physiquement retirés, doit être considéré comme un retrait.

Les éprouvettes qui servent à mesurer l'atteinte de cette résistance doivent être maintenues dans les mêmes conditions que celles de l'ouvrage, c'est-à-dire que les cylindres doivent rester au chantier dans un endroit représentatif des variations de température subies par l'ouvrage. Elles devraient être placées dans un contenant non isolé et fermé qui permet d'éviter leur manipulation accidentelle. Il faut éviter d'exposer les éprouvettes directement aux rayons du soleil ou de les placer dans une section chauffée de façon trop importante par ces derniers. Lorsque les éprouvettes servent à valider l'atteinte de la résistance d'un béton mûri sous abri, il faut éviter de les placer à proximité d'un appareil de chauffage, ce qui pourrait surestimer la résistance réelle de l'ouvrage.

Si le devis spécial le permet, une méthode basée sur la maturométrie peut être utilisée en remplacement des cylindres témoins, bien que cette dernière soit généralement limitée à des chantiers de grande envergure.

Lorsqu'aucune éprouvette n'a été prélevée, le surveillant doit traiter cette situation selon la clause des travaux défectueux (voir la section 7.10 « Travaux défectueux » du CCDG) et appliquer un délai approprié. Il peut aussi consulter le concepteur dans ces cas.

Dans le cas d'un tablier en béton précontraint par post-tension, l'étaiement ne doit pas être enlevé avant la mise en tension des torons ni avant que le coulis injecté dans les gaines de précontrainte ait atteint une résistance de 20 MPa. En effet, la capacité de ce type de pont est presque exclusivement fournie par les torons; le coulis, quant à lui, favorise leur adhérence au béton environnant en plus de protéger contre la corrosion. Il est important d'obtenir la résistance de 20 MPa du coulis pour que cette adhérence soit réelle lors de l'enlèvement de l'étaiement.

4.3.3 Armature

L'armature est fabriquée selon différents diamètres, de la barre 10M jusqu'à la barre 55M. Le numéro de la barre fait référence à son diamètre approximatif; par exemple, une barre 10M a un diamètre de 11,3 mm, et une 25M en a un de 25,2 mm. Il est donc facile de distinguer la dimension d'une barre par rapport à une autre selon son numéro. Le tableau 4.3-2 présente les caractéristiques en mesures métriques des aciers d'armature.

Tableau 4.3-2 Caractéristiques de l'armature en mesures métriques

Nomenclature des barres	Dimensions nominales			
	Masse linéique (kg/m)	Diamètre nominal (mm)	Diamètre avec les crénelures (mm)	Aire de la section (mm^2)
10M	0,785	11,3	13	100
15M	1,570	16,0	18	200
20M	2,355	19,5	22	300
25M	3,925	25,2	28	500
30M	5,495	29,9	33	700
35M	7,850	35,7	39	1 000
45M	11,775	43,7	48	1 500
55M	19,625	56,4	62	2 500

Les caractéristiques des barres d'armature étaient autrefois définies en mesures impériales. Le numéro de la barre dans ce système de mesures fait référence au diamètre de la barre en huitièmes de pouce. Par exemple, une barre n° 5 a un diamètre de 5/8 de pouce alors qu'une barre n° 7 en a un de 7/8 de pouce. Le tableau 4.3-3 montre les caractéristiques de l'armature en mesures impériales. Ce tableau est fort utile si l'on veut trouver une équivalence métrique lors du remplacement de barres existantes.

Tableau 4.3-3 Caractéristiques de l'armature en mesures impériales

Nomenclature des barres	Dimensions nominales		
	Masse linéique (kg/m)	Diamètre théorique (mm)	Aire de la section (mm^2)
N° 3	0,56	9,5	71
N° 4	1,01	12,8	129
N° 5	1,57	16,0	200
N° 6	2,23	19,0	284
N° 7	3,04	22,2	387
N° 8	4,00	25,5	510
N° 9	5,06	28,7	645
N° 10	6,42	32,3	818
N° 11	7,90	35,8	1 006
N° 14	11,40	43,0	1 452
N° 18	20,26	57,3	2 581

Bordereaux

Avant le début des travaux, le surveillant devrait vérifier de façon générale les bordereaux d'armature donnés sur les plans afin de s'assurer que chaque type de barre apparaissant sur les plans est bien inclus sur le bordereau; il devrait aussi vérifier que, pour chaque type de barre, le nombre de barres indiqué sur le bordereau correspond approximativement à celui qui est mentionné sur les plans.

Il devrait effectuer ce travail de vérification le plus tôt possible, de façon à pouvoir, s'il y a lieu, aviser l'entrepreneur d'une erreur et ainsi éviter les frais qui y seraient associés. Mentionnons que ces frais concernent principalement la perte de temps en chantier plutôt que le coût de l'acier oublié sur le bordereau. De plus, la vérification des bordereaux d'armature constitue une bonne façon d'étudier les plans d'une structure. En effet, ce travail oblige les intervenants à se pencher sur toutes les parties de l'ouvrage, à analyser les détails particuliers de sa réalisation et à anticiper les difficultés.

Bien que l'entrepreneur commande souvent l'armature selon les bordereaux montrés sur les plans, la plupart des fournisseurs d'armature (les ferrailleurs) ont l'habitude de refaire les bordereaux sur des formulaires ou des plans qui leur sont propres, de façon à faciliter la tâche des ouvriers chargés du façonnage. Généralement, les fournisseurs indiquent également les barres de support ou les barres additionnelles qu'ils jugent nécessaire d'ajouter pour monter et supporter la cage d'armature.

Le CCDG n'encadre pas ces plans produits par le fournisseur d'armature (souvent appelés *plans de pose*), car les plans de construction montrent déjà tous les détails de ferraillage; des plans plus détaillés ne sont donc pas nécessaires. Comme les plans de pose ne constituent pas des plans à fournir par l'entrepreneur, au sens de l'article 6.6 du CCDG, ceux-ci n'ont pas à être signés par un ingénieur et ce même si des modifications y sont proposées, car celles-ci doivent être approuvées par le concepteur selon le processus décrit ci-dessous.

Beaucoup d'entrepreneurs transmettent les plans produits par leur fournisseur d'armature (souvent appelés *plans de pose*) au surveillant pour acceptation, et ce, même si le CCDG ne l'exige pas. Il est fortement recommandé au surveillant de ne pas viser ces plans, car il n'a pas à s'immiscer dans les procédures internes des fournisseurs, d'autant plus qu'il serait probablement interpellé pour toute erreur qui aurait pu s'y glisser.

Le surveillant doit cependant vérifier si l'entrepreneur ou son sous-traitant ont effectué des modifications par rapport aux bordereaux des plans délivrés pour la construction. Les modifications, le cas échéant, doivent cependant être mises en évidence et répertoriées distinctement par l'entrepreneur. Cette exigence du CCDG vise à éviter que le surveillant ait à examiner barre par barre les plans de pose afin d'y déceler des changements. Le CCDG ne précisant pas la manière de répertorier les changements, ce peut être, par exemple, au moyen de nuages, de triangles chiffrés ou de note distincte des plans.

Le surveillant doit transmettre au concepteur, par le biais d'une demande de modification technique (DMT), tout changement aux armatures qui a un impact sur la structure à construire. Comme exemples de changements à transmettre au concepteur, soulignons l'ajout de jonctions par recouvrement dans le fût des piles ou dans les chevêtres, le remplacement d'étriers fermés par des étriers de forme double U ou une modification de la grosseur ou du nombre des barres dans un élément. Si le concepteur est d'accord avec les changements, il signera le formulaire de DMT et prendra ainsi la responsabilité du changement.

Réception des armatures en chantier

Dès la réception des armatures en chantier, l'entrepreneur doit s'assurer qu'elles sont déposées sur des supports de bois suffisamment rapprochés pour éviter qu'elles se salissent ou s'endommagent. Les barres ne doivent ni être entreposées directement sur le sol ni être en contact avec de l'eau. Les différents types de barres devraient être classés par paquets distincts de manière à ne pas être confondus lors de la pose. Le surveillant ne doit pas hésiter à intervenir auprès de l'entrepreneur si les conditions d'entreposage ne sont pas satisfaisantes.

Une fois les armatures entreposées correctement, il faut s'assurer de leur conformité. Il faut d'abord vérifier leur provenance en s'assurant de la concordance des symboles utilisés pour le marquage des barres visibles sur les armatures livrées. Ces marques permettent de déterminer l'aciérie, la grosseur de la barre, le type d'acier et sa limite minimale d'élasticité. Les marques des aciéries canadiennes détenant un certificat ISO 9001 sont indiquées au tableau 4.3-4.

Tableau 4.3-4 Codes des aciéries canadiennes détenant un certificat ISO 9001

Aciéries canadiennes	Codes
ArcelorMittal (Usine de Contrecœur-Ouest)	
ArcelorMittal (Usine de Contrecœur-Est)	
ArcelorMittal (Usine de Longueuil)	
Gerdau (Usine de Cambridge)	
Gerdau (Usine de Whitby)	
IVACO (Usine de L'Orignal)	
Max Aicher North América (MANA) (Usine de Hamilton)	

Puisque le Ministère exige que l'armature soit uniquement de type soudable, ou *weldable* en anglais, le symbole W doit se trouver sur toutes les barres d'armature utilisées, galvanisées ou non. Cette exigence permet d'éviter la fragilisation de l'acier lors du processus de galvanisation et du pliage. Même si l'acier n'est pas galvanisé, le Ministère exige qu'il soit de type W pour éviter toute confusion entre les armatures galvanisées et non galvanisées. De plus, l'acier de type W est de meilleure qualité que celui de type R, puisqu'il est fabriqué à l'intérieur de tolérances plus réduites.

Il faut aussi vérifier les symboles relatifs à la grosseur de la barre et à la limite minimale d'élasticité, afin de s'assurer qu'ils correspondent aux exigences des plans.

Les armatures sont livrées au chantier par paquets, selon les types de barres; ces paquets ou groupes de barres ont chacun une étiquette identifiant les barres. La longueur et le façonnage des barres, de même que l'emplacement et le façonnage des crochets et des étriers, doivent être vérifiés.

Il faut prêter une attention spéciale au façonnage des barres pour s'assurer entre autres que les rayons de courbure ont été respectés et que les dimensions des barres n'excèdent pas celles prévues aux plans.

Lors du pliage des armatures, il est nécessaire de respecter les diamètres minimaux de courbure donnés dans la norme 5101 « Armature pour les ouvrages en béton » du *Tome VII – Matériaux* de collection Normes – Ouvrages routiers du Ministère. Les exigences de la norme sont reproduites au tableau 4.3-5. Il faut les respecter pour ne pas endommager les barres en les fragilisant lors du pliage. Le surveillant doit rejeter toutes les barres pliées dont le diamètre de courbure n'est pas conforme.

Tableau 4.3-5 Diamètre de courbure minimal

Barres d'armature	Diamètre de courbure minimal
10M, 15M, 20M	6 fois le diamètre nominal de la barre
25M, 30M, 35M	8 fois le diamètre nominal de la barre
45M, 55M	10 fois le diamètre nominal de la barre

Le CCDG indique que les tolérances concernant la longueur et le pliage des armatures sont celles indiquées à la figure 6-1 du *Manuel de normes recommandées* de l'Institut d'acier d'armature du Canada. La tolérance quant aux diamètres de courbure minimaux est cependant plus faible dans le CCDG que celle présentée dans ce document. Ainsi, selon les exigences du CCDG, les diamètres de courbure minimaux ne peuvent être réduits de plus de 10 % par rapport aux valeurs indiquées dans le tableau présenté ci-dessus.

Par exemple, pour une barre 15M, dont le diamètre nominal est de 16 mm, le diamètre de courbure minimal est de 96 mm. La tolérance quant au diamètre de courbure minimal du *Manuel de normes recommandées* est de 25 mm, mais, comme le CCDG limite cette tolérance à 10 %, celle-ci est plutôt, dans ce cas, de 9,6 mm. Ainsi, le diamètre minimal de pliage dans cet exemple, tolérance incluse, serait de 86 mm. Pour une barre 35M, le diamètre minimal serait de 286 mm, et la tolérance serait alors de 25 mm.

Il est très rare qu'une barre d'armature soit complètement exempte de rouille, même lorsque son entreposage est effectué correctement. Quelques taches de rouille ou même un film très mince de rouille adhérant sur toute la barre ne justifient pas son rejet. Des études ont même démontré qu'une légère rouille améliore l'adhérence; il faut cependant faire preuve de jugement et rejeter toute barre présentant de la rouille en feuillets à sa surface ou, pire, une perte de section. Précisions que, lorsque qu'une barre est rejetée, elle doit être traitée selon l'article 7.10 du CCDG concernant les travaux défectueux et que, en général, un brossage et un nettoyage seront suffisants pour permettre son utilisation par la suite.

Il est à noter que les problèmes de corrosion sur les barres au chantier ont tendance à être observés surtout sur les barres de gros diamètre, car le roulement de leurs stocks est plus lent chez les fournisseurs, ce qui accroît la durée de leur entreposage.

Lorsque les cages d'armature sont assemblées à l'usine du fournisseur d'armatures, ce qui est de plus en plus fréquent dans le cas des piles, les vérifications précédentes doivent être effectuées par le surveillant dès l'arrivée des cages au chantier. L'entrepreneur devra remplacer ou corriger les barres avant leur installation finale au chantier ou avant la mise en place des coffrages.

Barres d'armature galvanisées

Dans le cas des barres galvanisées, il faut d'abord vérifier que la qualité de la galvanisation est adéquate. Toute barre située dans une masse compacte, retenue à d'autres barres par le zinc du bain de galvanisation ou recouverte de scories, doit être rejetée et retournée à l'usine pour qu'y soit repris le processus de galvanisation, puisque ces défauts cachent un manque de galvanisation.

Le surveillant doit s'assurer que les armatures sont libres de rouille blanche, autant au moment de la livraison des barres au chantier qu'à celui du bétonnage. La rouille blanche est un phénomène de corrosion de la couche de zinc qui se produit dans les premières semaines qui suivent la galvanisation à cause d'un mauvais entreposage. Une pièce affectée par la rouille blanche présente une couche farineuse collée au zinc en surface. Il faut rejeter toute barre présentant de la rouille blanche (voir l'article 15.14.2.2.2 du CCDG) afin d'éviter une baisse d'adhérence entre le béton et l'armature.

Le surveillant peut se référer au *Guide de contrôle de la qualité des pièces galvanisées à chaud* pour plus de détails concernant ces défauts. Le guide est disponible sur le site Web du Ministère.

Il faut ensuite s'assurer que les extrémités coupées sont couvertes d'un enduit riche en zinc, comme le mentionne l'article 15.14.2.2 du CCDG. À titre indicatif, une liste des enduits correspondant aux exigences du Ministère pour cet usage est présentée à la section « Galvanisation » du chapitre 14 du présent manuel. Si l'extrémité de la barre présente de la rouille de façon excessive, il peut être nécessaire de reprendre l'enduit.

Dans le cas des barres galvanisées pliées, il faut aussi vérifier que les barres ne présentent pas un écaillage excessif; un tel écaillage est souvent remarqué lorsque l'épaisseur de la galvanisation est trop importante. Les galvaniseurs ont affiné leur procédé afin de diminuer l'épaisseur de zinc sur les barres (de plus de 200 µ à moins de 150) et de permettre le pliage sans entraîner d'écaillage important du zinc.

Étant donné que, sur un certain pourcentage de barres, on notera tout de même un écaillement partiel du zinc au rayon de pliage, l'article 15.14.2.2 du CCDG précise qu'une surface maximale d'écaillement (c'est-à-dire le décollement de la couche extérieure de zinc par brossage) est permise. La fissuration du revêtement, sans écaillage, n'est pas considérée comme un défaut puisque la protection offerte par le zinc est de type électrochimique. Les surfaces non recouvertes de zinc sont donc protégées dans la mesure où du zinc se trouve à proximité.

Il est spécifié que la surface totale maximale acceptable d'écaillement au rayon de pliage sans qu'une correction soit requise est équivalente à celle de la section transversale d'une barre, soit par exemple :

- 200 mm^2 pour une barre 15M;
- 300 mm^2 pour une barre 20M.

Si l'écaillage observé est égal ou inférieur à ces valeurs, la barre peut être posée telle quelle. S'il les dépasse, il faut déterminer s'il peut être réparé au moyen de peinture riche en zinc. L'article 15.14.2.2.4 du CCDG précise que la réparation peut être tolérée si l'écaillage ne dépasse pas l'équivalent de deux sections de barre par pliage, donc le double des valeurs précédentes.

Si l'écaillage au droit d'un pliage dépasse ces valeurs, le surveillant doit exiger de l'entrepreneur qu'il fabrique de nouvelles barres puisque la perte de galvanisation est alors trop importante, et qu'une correction à la peinture riche en zinc n'est pas aussi durable ni robuste que la galvanisation à chaud. Précisons que les écaillages doivent être vérifiés après un léger brossage manuel, le cas échéant, et que la couche de zinc qui demeure en place après le brossage, même si elle présente des fissurations, peut être considérée comme efficace. Il faut éviter l'emploi d'un couteau ou d'un outil similaire dans le cas des barres d'armature.

Une fissuration importante du revêtement de zinc dans les pliages peut être causée par une couche de zinc un peu trop importante, mais aussi par un pliage trop serré de la barre d'armature. Quand le surveillant constate un écaillage du zinc sur une barre, il devrait également valider que les diamètres de pliage minimaux ont été respectés (voir la sous-section précédente).

Mentionnons qu'il n'est pas nécessaire de vérifier l'épaisseur du zinc des armatures, car le procédé de galvanisation assure qu'elle est bien supérieure au minimum exigé.

Note

Les jonctions mécaniques doivent être galvanisées si les armatures à relier le sont aussi, comme l'exige l'article 15.4.1.2 « Armatures » du CCDG. Certaines jonctions mécaniques sont offertes en fini galvanisé de façon rapide, mais d'autres, comme celles comportant des vis pour que les barres jointes y soient fixées, peuvent impliquer des délais de commande de quelques semaines.

Lorsqu'elles sont ajoutées pour supporter des barres d'armature galvanisées, que la cage d'armature soit assemblée en usine ou au chantier, les barres de support ou les barres additionnelles doivent également être galvanisées. Les barres de support pouvant parfois être employées en quantité importante et étant la plupart du temps attachées aux armatures, elles présentent le même recouvrement de béton. Pour ces raisons, il convient d'exiger la même protection.

Il est important de procéder à l'ensemble des vérifications (dont celles des rayons de courbure et de l'écaillage du zinc) mentionnées précédemment dès la réception de l'acier en chantier. Par cette diligence, on peut apporter rapidement les correctifs nécessaires et, généralement, réduire au minimum, voire annuler, toute conséquence négative sur l'échéancier des travaux.

Mise en place des armatures

Si une erreur s'est produite lors de la mise en place des armatures, il sera impossible de la déceler ou d'en évaluer l'importance une fois le bétonnage achevé. Il est donc important que le ferraillage se déroule correctement et que l'entrepreneur prenne toutes les mesures possibles pour éviter les erreurs. Si une erreur est détectée en cours de route, il faut en aviser immédiatement l'entrepreneur pour éviter que cette erreur se répercute sur le ferraillage d'autres éléments ou portions d'éléments à bétonner plus tard.

Plusieurs conditions doivent être respectées pour que les travaux de ferraillage soient pleinement réussis. Il faut d'abord que les ouvriers aient les plans nécessaires. Bien que cela puisse sembler une évidence, cette condition n'est pas toujours remplie. Rappelons que le surveillant n'a pas à se substituer à l'entrepreneur ni à lui dire où mettre chacune des armatures. Il faut que les ouvriers puissent lire correctement les plans et travaillent avec leur dernière version, qui comporte toutes les corrections, s'il y a lieu. Il faut finalement que les ouvriers connaissent les nombreuses exigences du Ministère, tant en ce qui concerne l'enrobage de béton au-dessus des armatures que les types de cales à utiliser, les tolérances et le pliage des armatures.

Une courte réunion peut être organisée avant la mise en place des armatures lorsque l'élément à ferrailler est particulièrement complexe. Ce peut être le cas, par exemple, pour des unités de fondation présentant un biais important ou des tabliers en béton précontraint. Cette réunion permet de faire la revue des plans avec le sous-traitant chargé des travaux et de s'assurer qu'il connaît et comprend les exigences du Ministère.

Bien que la vérification de la condition des armatures ait été effectuée lors de leur réception sur le chantier, il est très important de voir à ce qu'aucune barre sale, recouverte de terre, de rouille excessive (comportant des feuillets ou réduisant la section de la barre) ou de rouille blanche (résidu farineux présent sur les barres galvanisées), d'huile ou de peinture ne soit mise en place afin de ne pas réduire l'adhérence de l'interface armature-béton. De même, aucune barre déformée, tordue ou dont le recouvrement de zinc est endommagé ne doit être installée.

Capacité structurale

Les barres ne peuvent être regroupées en faisceaux (*bundle*, en anglais) que lorsque les plans l'indiquent. Il faut respecter cette exigence de la norme CSA A23.1 « Béton : constituants et exécution des travaux/Procédures d'essai et pratiques normalisées pour le béton », car tout regroupement non prévu peut réduire de façon importante la capacité structurale de l'élément, puisque la surface béton-armature est moindre une fois les barres regroupées, ce qui augmente les longueurs de développement. L'efficacité des jonctions par recouvrement est aussi diminuée lorsque les barres sont ainsi regroupées.

Dans certains cas, la forme et l'aspect d'une barre peuvent être structuralement importants. C'est le cas, entre autres, des étriers qui ceinturent les armatures verticales des colonnes; en effet, il s'agit la plupart du temps de barres en forme fermée (rectangulaire, carrée ou circulaire selon la forme de la colonne). Ces étriers ne peuvent pas être remplacés par des étriers ayant une forme de double U avec une jonction par chevauchement, car le comportement sismique de la pile en serait affecté.

Les armatures peuvent aussi servir à reprendre les efforts de tension occasionnés par les variations volumétriques du béton, notamment celles dues aux changements de température. Ces armatures sont appelées *acier de température*. La face avant d'un mur de soutènement ou d'un mur garde-grève sont des exemples d'utilisation d'acier de température. Les aciers de température jouent un rôle important dans la durabilité de l'ouvrage.

De façon générale, comme le concepteur a prévu des barres d'armature de diamètre précis à des endroits en particulier afin de reprendre les efforts de tension là où ils sont, et ce, en fonction des différents chargements, il est important que chaque barre d'armature soit mise en place selon les indications des plans à l'intérieur des tolérances permises.

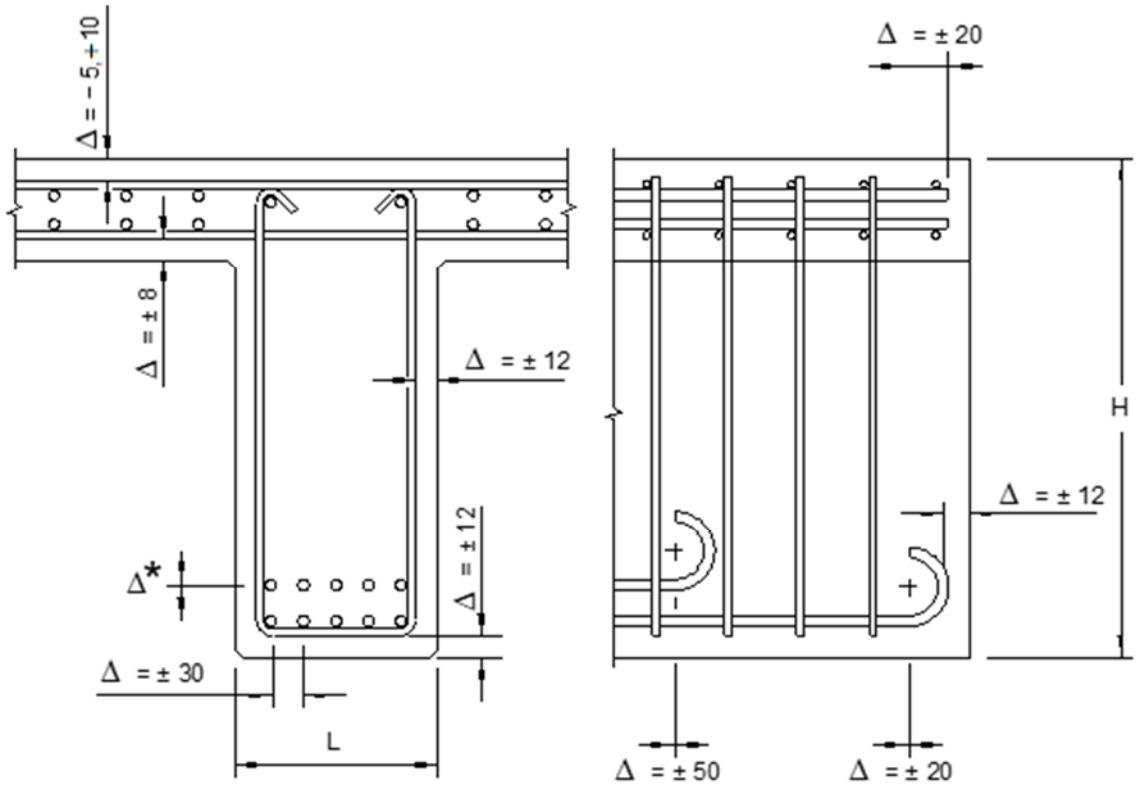
Tolérances

Les tolérances sur l'emplacement des armatures sont données à l'article 6.6.8 de la norme CSA A23.1. Ces tolérances sont contractuelles par le préambule de l'article 15.4.3 « Mise en œuvre » du CCDG. Elles sont reproduites au tableau 4.3-6.

Tableau 4.3-6 Tolérances de pose de l'armature du béton coulé en place

Armature	**Tolérance (mm)**
Enrobage (recouvrement), sans réduction de plus du tiers de l'enrobage spécifié	± 12
– Recouvrement du dessus d'une dalle (CCDG, art. 15.4.3.3)	-5, + 10
– Recouvrement du dessous d'une dalle (CCDG, art. 15.4.3.3)	± 8
Position si la profondeur d'un élément en flexion, l'épaisseur d'un mur ou la plus petite dimension d'un poteau sont :	
– de 200 mm ou moins	± 8
– supérieures à 200 mm, mais inférieures à 600 mm	± 12
– de 600 mm et plus	± 20
Espacement latéral des armatures	± 30
Emplacement longitudinal des courbures (pliages) et des extrémités d'armatures	± 50
Emplacement longitudinal des courbures et des extrémités d'armatures aux extrémités non continues des éléments	± 20

La figure 4.3-8 donne un exemple d'application des tolérances; même si l'élément de pont indiqué est peu utilisé, la figure permet de très bien visualiser les tolérances mentionnées dans la norme.



Δ : Tolérance

* Δ = ± 8 mm si H < 200

= ± 12 mm si 200 < H < 600

= ± 20 mm si H > 600

Figure 4.3-8 Exemple de tolérances de pose de l'armature d'une poutre

Précisons que les tolérances de placement des barres ne doivent pas provoquer le manque de respect d'autres exigences de la norme CSA S6 « Code canadien sur le calcul des ponts routiers », comme la distance minimale libre entre des barres. Cet espacement, prévu à l'article 8.14.2, correspond à la plus grande des valeurs suivantes : 1,5 fois le diamètre nominal des barres, 1,5 fois la grosseur maximale du granulat du béton et 40 mm.

Les tolérances de placement ne doivent finalement pas impliquer une diminution des valeurs minimales de chevauchement demandées pour les jonctions de barres. Ces valeurs permettent d'assurer un transfert de charge adéquat d'un segment de barre à l'autre, et toute diminution du minimum exigé pourrait créer un affaiblissement de la structure.

Pliage et coupage des armatures en chantier

Le façonnage de nouvelles armatures incorporées dans un pont, un tablier ou un autre élément neuf est effectué en usine. Le pliage des armatures est alors fait dans des conditions idéales au moyen d'équipements spécialisés.

Le pliage des armatures en chantier est plus problématique. Un entrepreneur peut désirer plier en chantier des barres d'armature en attente d'un premier bétonnage afin de faciliter l'exécution d'autres travaux. Un exemple typique de cette situation est le pliage des barres de dalle entre deux phases de travaux.

Le pliage des barres non galvanisées 20M ou moins peut être effectué en chantier, mais cette pratique devrait être limitée à un seul pliage et dépliage; en effet, le pliage répété au même endroit fragilise la barre, un peu à la manière d'un trombone à papier qui se brise lorsqu'il est plié à répétition.

À moins d'une indication contraire sur les plans, le pliage des barres en chantier devrait être limité au redressement des barres existantes qui auraient pu être tordues ou pliées lors de la démolition partielle d'un élément de pont. Le pliage des armatures doit alors être fait mécaniquement et à froid; il est interdit de chauffer une barre pour en faciliter le pliage, car cela l'endommagerait.

Lorsque des barres doivent être pliées au chantier dans les cas mentionnés ci-dessus ou lorsqu'un ajustement des pliages de barres s'avère nécessaire pour assurer un bon ferraillage, l'entrepreneur doit se servir d'outils appropriés; les plus courants sont la barre de pliage, qui est une tige munie d'un embout à trois points, et la plieuse mécanique. Dans ce dernier cas, le surveillant doit être particulièrement attentif aux rayons de pliage et rejeter toute armature dont le pliage ne respecterait pas les diamètres minimaux de la norme 5101 « Armature pour les ouvrages en béton » du *Tome VII – Matériaux* de la collection Normes – Ouvrages routiers du Ministère. Il en va de même pour l'armature galvanisée; dans ce cas, le pliage ne devrait pas causer d'écaillage supérieur aux valeurs permises.

La coupe de barres d'armature galvanisées n'est pas recommandée, parce qu'il n'est pas possible de redonner à la barre la même protection que celle effectuée en usine. Si le surveillant doit autoriser une telle coupe, faute d'une autre option raisonnable, elle doit être effectuée au moyen d'une scie à métaux. La surface de coupe des barres droites doit être enduite d'une couche de peinture riche en zinc, décrite dans la partie de ce chapitre portant sur la réception des armatures en chantier. De plus, l'extrémité de la barre coupée doit être placée à l'endroit de l'ouvrage où les conséquences possibles sur sa durabilité seraient moindres. Par exemple, si la barre coupée est verticale, l'extrémité coupée devrait être positionnée vers le bas de l'ouvrage. De même, si la barre coupée est une barre de dalle, l'extrémité coupée devrait être positionnée près du point haut transversal, c'est-à-dire loin des côtés extérieurs du pont.

Jonctions

Les jonctions sont spécifiées sur les plans dans certains cas particuliers, comme lorsque des éléments sont réalisés en phases ou lorsque des barres individuelles sont trop courtes pour couvrir un élément en une seule longueur. Les jonctions se trouvent la plupart du temps sous forme de chevauchements et, quelques rares fois, sous forme de jonctions mécaniques. Le CCDG précise que les jonctions d'armatures sont effectuées par recouvrement à moins d'avis contraire sur les plans.

Dans certains cas, le concepteur précise l'utilisation de jonctions mécaniques. Ces jonctions mécaniques peuvent parfois exiger que les extrémités des barres jointes soient filetées. Précisons que, si de telles jonctions sont précisées aux plans ou au devis, le surveillant ne devrait pas accepter de substitutions par des jonctions par recouvrement sans l'accord du concepteur.

Lorsque des jonctions par recouvrement sont employées, les longueurs de chevauchement sont indiquées sur les plans. Si ce n'est pas le cas, il faut effectuer en général un chevauchement qui sera d'environ 600 mm pour des barres 15M, d'environ 700 mm pour des barres 20M et plus long pour des barres de diamètre supérieur. Le surveillant doit consulter le concepteur pour obtenir la valeur exacte du chevauchement nécessaire.

Rappelons aussi qu'il n'est pas permis de diminuer les valeurs des jonctions par recouvrement en utilisant les tolérances de placement. Ainsi, si les plans prévoient une jonction par recouvrement de 600 mm entre deux barres, cette valeur peut être supérieure, mais en aucun cas inférieure.

Seules les jonctions demandées sur les plans sont acceptées, sauf s'il s'agit d'une réparation avec coffrages et surépaisseur. Dans ce cas en effet, le CCDG exige l'utilisation de barres d'armature d'une longueur d'au moins 6 m, surtout pour les travaux d'entretien, où le ferraillage n'est pas toujours détaillé sur les plans. En d'autres termes, si la dimension de l'élément à bétonner est inférieure à 6 m, aucune jointure n'est autorisée. Cette exigence vise à ce que l'entrepreneur n'utilise pas une multitude de barres de faible longueur. S'il envisage de faire des jonctions non spécifiées sur les plans, le surveillant doit toujours consulter le concepteur, qui est le seul habilité à accepter un tel changement.

Pour des travaux de réparation d'un élément de béton, le CCDG exige que l'entrepreneur ajoute des barres additionnelles si les barres existantes montrent des signes de corrosion. Une jonction par chevauchement d'au moins 600 mm doit être alors prévue entre les barres existantes et les nouvelles; pour des considérations structurales, l'entrepreneur peut avoir à démolir du béton additionnel pour procéder à ce chevauchement.

Ligature des barres

Pour que les barres d'armature ne se déplacent pas indûment lors de la mise en place des armatures et des coffrages, de la circulation des ouvriers sur celles-ci ou du bétonnage, elles doivent être attachées à tous les croisements si ceux-ci sont à 300 mm ou plus, ou tous les deux croisements si l'espacement est moindre. Le respect de ces espacements d'attache est particulièrement important dans le cas d'une dalle où des barres galvanisées sont utilisées, puisque la galvanisation réduit la friction entre elles.

Puisque, selon le CCDG, les barres d'armature doivent être fixées au moyen de fils d'acier, toutes les autres méthodes de fixation sont *de facto* interdites, notamment celle consistant à fixer les barres au moyen de points de soudure. En effet, cette dernière pratique est interdite à cause des problèmes d'amorce de fissuration et de perte de section qui y sont associés. Le CCDG fait toutefois exception à cette règle pour les joints de tablier et les éléments de béton préfabriqués. Dans le premier cas, la soudure par points est permise pour bien fixer l'élément métallique du joint et parce que la position des soudures, au-dessus des axes d'appui, ne nuit pas à la résistance de la dalle, qui n'est pas très sollicitée structuralement à cet endroit. Dans le second cas, la soudure par points est permise, car elle est réalisée en usine dans des conditions contrôlées et par du personnel qualifié, selon une procédure bien établie.

Dans le cas de barres galvanisées, le fil d'acier utilisé pour fixer les armatures doit être galvanisé. Cette exigence permet de donner un niveau de protection contre la corrosion comparable à celui de l'armature.

Dans le cas de travaux de démolition partielle d'un élément de béton en vue d'une réparation, l'équipement de démolition peut endommager les attaches des barres existantes. Lorsque c'est le cas, il faut d'abord redresser et remettre en place ces barres, puis les fixer par ligature à chaque attache des coffrages de façon à respecter la valeur d'enrobage exigée de même qu'une distance d'au moins 25 mm entre les barres et le béton à conserver. Les nouvelles barres d'armature utilisées pour la réparation doivent aussi être fixées à chaque attache des coffrages.

Précisons finalement que le devis spécial autorise la ligature des barres d'armature des dalles au moyen d'appareils de ligature mécaniques, aussi appelés *attacheurs automatiques*. Ces appareils doivent utiliser un fil de calibre 16, comme exigé au CCDG, ou un double fil de calibre 19 dont les deux brins sont attachés simultanément. Comme ces attacheurs ont souvent tendance à ne pas appliquer une tension élevée dans le fil de ligature, même lorsqu'ils sont ajustés à la tension la plus élevée, il est exigé au devis de procéder d'abord à une ligature manuelle des barres de façon à les coller et à les positionner correctement – la ligature manuelle peut dans ce cas excéder l'espacement exigé au CCDG. Après que les barres ont été positionnées, le reste des attaches peut alors être fait avec les attacheurs automatiques. Une fois l'ensemble des ligatures effectuées, les critères d'espacement du CCDG doivent être respectés.

Important

L'utilisation des attacheurs automatiques n'est permise que pour les dalles, car la tension appliquée aux ligatures par l'attacheur est insuffisante pour des armatures verticales. Le surveillant peut aussi en tout temps interdire l'utilisation des attacheurs automatiques pour les dalles s'il constate que les résultats ne sont pas équivalents à ce qui aurait été obtenu avec la ligature manuelle.

Corrosion de barres existantes

Lors de travaux de réparation d'un élément en béton, un certain nombre de barres d'armature existantes, une fois dégagées, peuvent montrer des signes de corrosion et même de perte de section. Si le surveillant juge que la capacité structurale de l'ouvrage est affectée, le CCDG prévoit qu'il peut demander l'ajout de barres d'armature. Généralement, il n'est pas nécessaire de compenser la perte de section lorsqu'un ajout d'armature est déjà prévu, comme c'est le cas, entre autres, pour des réparations avec surépaisseur.

En cas de doute quant à l'impact d'une perte de corrosion observée à la suite d'une démolition partielle, le surveillant doit consulter le concepteur, surtout pour des éléments structuraux principaux comme une colonne, un chevêtre ou une poutre. De même, lorsqu'une barre 25M ou plus d'un autre élément de pont présente une perte de section significative, le surveillant doit consulter le concepteur afin de déterminer les mesures à prendre, s'il y a lieu.

Lorsqu'une barre 15M ou 20M d'une dalle ou de la face avant d'un mur ou d'une culée montre une perte de section supérieure à 30 % par rapport à l'originale, une barre additionnelle devrait être juxtaposée à la barre existante. La barre ajoutée devrait être du même diamètre que celui de la barre existante. Le surveillant doit se référer aux directives sur les jonctions pour respecter les exigences relatives au chevauchement de ces barres. Si plusieurs barres présentent une perte de section importante, il n'est pas nécessaire d'ajouter une barre à chacune d'elles; il suffit alors de compenser la perte de section globale. À titre d'exemple, si trois barres rapprochées 15M présentent chacune une perte de section supérieure à 30 %, une seule barre 15M peut être ajoutée pourvu que la section totale des quatre barres soit au moins équivalente à la section originale des trois barres.

Lors de la réparation d'une structure en béton précontraint, si le surveillant constate qu'une armature de précontrainte est exposée et touchée par la corrosion, il doit aussitôt consulter le concepteur afin de déterminer la marche à suivre. La précontrainte est, la plupart du temps, essentielle à la capacité structurale de l'ouvrage, et toute perte de section peut s'avérer cruciale. L'acier de précontrainte travaille sous très haute tension et se présente souvent sous forme de torons ou de fils (il comporte donc beaucoup de surfaces exposées), ce qui le rend très vulnérable à la corrosion. La durée de son exposition à l'environnement extérieur doit donc être minimisée.

4.3.3.1 Enrobage de l'armature

L'entrepreneur doit mettre les armatures en place de manière à respecter l'enrobage de béton demandé sur les plans. Si ce dernier n'y est pas indiqué, les valeurs de l'enrobage mentionnées dans le *Tome III – Ouvrages d'art* de la collection Normes – Ouvrages routiers du Ministère s'appliquent.

Le recouvrement de béton influe directement sur la durée de vie d'une structure. Plus il est important entre l'armature et la surface exposée du béton, meilleure sera, généralement, la durabilité de l'ouvrage. Il est donc primordial de s'assurer que les recouvrements minimaux exigés sont respectés en tout point et pour tous les éléments métalliques pour que l'ouvrage ait la durée de vie escomptée.

L'importance de l'enrobage tient à la nature du matériau qu'est le béton. Le béton est un matériau poreux qui absorbe progressivement les liquides, un peu à la façon d'une éponge. Si l'eau absorbée par une structure de béton contient des contaminants, comme des sels de déglaçage, ils pénétreront à l'intérieur de la structure de béton et se déplaceront progressivement de la surface vers le cœur de l'ouvrage. Lorsque les sels de déglaçage atteignent les armatures métalliques, le processus de corrosion s'enclenche rapidement. La majorité des détériorations observées sur les structures de béton armé sont dues à une épaisseur insuffisante de l'enrobage de béton au-dessus des armatures. Une protection insuffisante des armatures entraîne leur corrosion et, éventuellement, le délaminage du béton.

Le CCDG précise que l'épaisseur de béton demandée au-dessus des fils servant à fixer les armatures par ligature est la même que celle spécifiée pour les armatures. Cette exigence s'impose, étant donné que le fil d'acier facilite la pénétration des chlorures vers les armatures. Le fait de replier les fils fixant les armatures vers l'intérieur de l'élément à bétonner permet de préserver l'intégrité de l'enrobage demandé pour les armatures. Les ferrailleurs devraient donc réaliser le nœud de l'attache par ligature sur le côté des barres. Ce nœud peut être fait sur le dessus des barres, mais il doit par la suite être rabattu sur le côté.

L'enrobage de béton entre les armatures et les surfaces coffrées est assuré par l'utilisation de cales d'espacement en plastique. Le type de cales à employer varie selon les usages. Ainsi, l'épaisseur de béton entre le dessous des armatures et un coffrage horizontal ou un béton existant est donnée par des cales continues insérées sous les armatures. Pour les dalles, l'épaisseur de béton entre le dessus des armatures et le dessus du béton est donnée par des cales individuelles qui supportent les barres du rang supérieur.

Dans le cas des semelles, des radiers et des dalles de transition, le CCDG spécifie que des pavés répondant à la norme 3402 « Pavés » du *Tome VII – Matériaux* de la collection Normes – Ouvrages routiers du Ministère doivent être utilisés. Cette exigence est nécessaire compte tenu du poids considérable de l'armature se trouvant dans ces éléments et de la faible capacité que confère le matériau granulaire compacté au fond du coffrage. La norme du Ministère fait référence à des pavés de béton, qui possèdent une durabilité et des caractéristiques établies. L'emploi de tout autre matériau, comme des briques, est interdit.

Le surveillant doit toutefois être vigilant et éviter l'utilisation d'un empilage de pavés. Cette situation se produit parfois pour les semelles lorsque la cage d'armature doit dégager un espace suffisant à la base pour la tête des pieux. Cette pratique peut créer une instabilité des supports de pavés, qui peuvent être amenés à se déplacer lors du ferraillage ou du bétonnage. L'entrepreneur devrait alors plutôt recourir à des barres de support qui sont elles-mêmes appuyées sur un pavé.

L'enrobage de béton des cages d'armatures verticales est donné par des espaceurs circulaires en plastique. Cependant, des cales individuelles doivent être utilisées si les armatures sont des barres 25M ou plus, car les espaceurs circulaires ne sont pas offerts pour ces barres ou sont difficiles à obtenir sur le marché. Ces espaceurs doivent être posés sur les armatures situées le plus près de la face verticale du coffrage, que ces barres soient verticales ou horizontales. Les espaceurs circulaires en plastique ne peuvent pas être remplacés par un autre type de cale. En effet, ils ont la propriété de jouer leur rôle, même s'ils sont déplacés lors de la mise en place des armatures, des coffrages ou du béton.

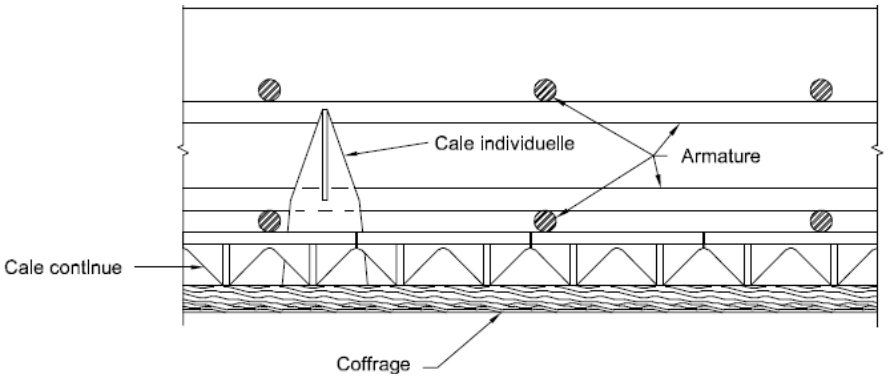
L'enrobage des barres des pieux caissons est donné par des cales de type patin. Il s'agit d'une cale de plastique robuste de forme allongée qui se fixe sur plusieurs étriers et qui permet de faire glisser la cage contre les parois du tube d'acier du pieu. Précisons que ce type de cale peut aussi parfois être utilisé sur les colonnes lorsque les étriers sont trop rapprochés pour qu'il soit possible d'y fixer des cales circulaires. Le devis spécial accepte également ces cales sous les dalles des portiques dans la zone des goussets (parties de dalles plus épaisses près des béquilles). Ces zones sont en effet souvent problématiques pour les cales de plastique individuelles ou continues, étant donné les efforts d'appui importants générés par le poids de la cage d'armature.

Dans le cas des réparations avec coffrages sans surépaisseur, des cales doivent également être utilisées entre les barres existantes et les parois du coffrage même si les barres sont fixées aux attaches des coffrages. Ces exigences permettent de prévenir le déplacement des armatures vers l'intérieur de la réparation et de favoriser la préservation de l'enrobage de l'armature. Dans le cas des réparations avec coffrages et surépaisseur, de telles cales ne sont généralement pas nécessaires puisque les armatures existantes sont recouvertes par un nouveau rang d'armature.

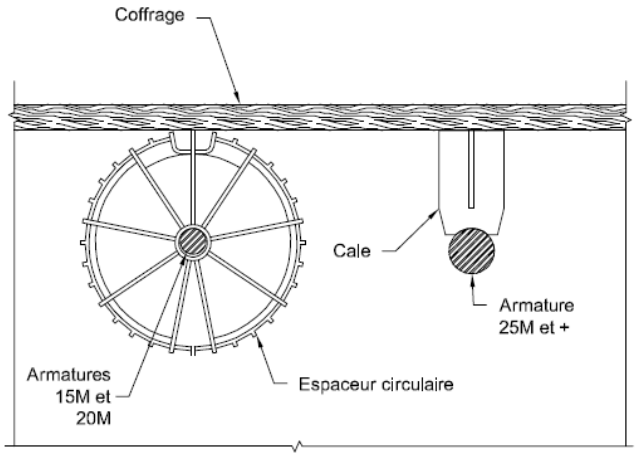
Note

Les cales de type bloc de béton, qui ne doivent pas être confondues avec les pavés, ne sont pas acceptées, car elles sont généralement composées d'un mortier qui présente des caractéristiques de capacité et de durabilité bien moindres que celles des bétons employés par le Ministère. En effet, les blocs se brisent facilement lorsque les ouvriers circulent sur les armatures. De plus, une étude de la Direction générale du laboratoire des chaussées (DGLC) du Ministère a démontré que leur porosité élevée facilite l'entrée des sels de déglaçage dans la structure, ce qui peut entraîner une détérioration prématurée.

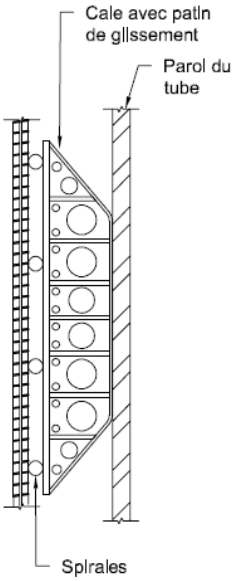
La figure 4.3-9 illustre les différentes cales autorisées sur les structures du Ministère.



Armature horizontale – Vue en élévation.



Armature verticale – Vue en plan.



Armature d'un pieu caisson – Vue en élévation.

Figure 4.3-9 Cales types en plastique

L'espacement maximal entre les cales, soit 1200 mm de centre à centre, est le même, que celles-ci soient utilisées sur des armatures verticales ou horizontales. La distance maximale de 1200 mm est nécessaire pour que les barres ne fléchissent pas entre deux cales, ce qui réduit le recouvrement exigé. Des cales additionnelles doivent être ajoutées si l'enrobage n'est pas respecté entre les cales mises en place à 1200 mm de centre à centre. Cela s'impose, entre autres, vis-à-vis d'une jointure par chevauchement de deux barres. Des cales doivent aussi être positionnées au droit d'un changement de direction de la face d'un élément. Si le changement de direction est brusque, comme dans le cas d'un coin à 90°, une cale devrait être positionnée avant et après le changement de direction.

L'utilisation de cales à un espacement maximal de 1200 mm permet aussi de réduire l'impact négatif d'une cale qui serait brisée ou déplacée lors des opérations de ferraillage et qui ne serait donc plus en mesure de jouer son rôle de support lors du bétonnage.

Les cales doivent avoir une dimension qui correspond au recouvrement théorique prévu aux plans. Cette exigence du CCDG vise surtout à éviter que les entrepreneurs se servent des tolérances quant au recouvrement pour diminuer ce dernier au moyen des cales. Ainsi, si le recouvrement demandé sur un ouvrage est de 75 mm, la cale doit être de 75 mm (3 po) et non de 63 mm (2 ½ po), cette dernière valeur correspondant au recouvrement prévu aux plans, moins 12 mm, qui est la tolérance quant au recouvrement (voir la section suivante).

Le recouvrement des armatures est en général prévu aux plans, mais il existe quelques cas d'exception, comme les réparations sans surépaisseur, pour lesquelles aucun recouvrement n'y est précisé. Dans une telle situation, le recouvrement des armatures est fixé par le recouvrement d'origine des armatures existantes. Lors de la préparation des travaux, ce recouvrement est souvent inconnu. S'il s'avère impossible de respecter un enrobage minimal de 30 mm lors de la réparation, le surveillant doit consulter le concepteur afin d'évaluer la possibilité d'effectuer une réparation d'ensemble avec coffrages et surépaisseur. Il ne faut envisager cette dernière solution qu'après avoir conclu qu'une réparation avec coffrages et augmentation de l'épaisseur de l'enrobage de béton au-dessus des armatures n'est pas suffisante.

Informations additionnelles sur les armatures des colonnes et des chevêtres

Les exigences d'enrobage des armatures des colonnes et des chevêtres sont souvent difficiles à respecter, compte tenu probablement des dimensions réduites de ces éléments et, surtout, du fait que le façonnage des barres est parfois mal réalisé (ce qui entraîne des dimensions hors-tout d'armature non conformes aux plans). Le surveillant doit donc, après avoir reçu l'avis écrit de l'entrepreneur concernant la mise en place de l'armature, vérifier les dimensions hors-tout de l'armature mise en place. Il doit intervenir dès la réception des armatures pour éviter ce problème. Il peut se référer aux directives de ce chapitre concernant la réception des armatures au chantier.

Pour assurer le respect de l'enrobage des colonnes et chevêtres, il est également possible de procéder à une vérification des dimensions hors-tout de l'armature une fois posée. Si cette vérification peut paraître incomplète, puisqu'elle ne tient pas compte de l'emplacement des coffrages, rappelons que les dimensions hors-tout des coffrages sont déterminées par les longueurs des attaches de coffrages et, parfois pour les colonnes, des dimensions des coffrages, déjà livrés au chantier. En vérifiant ainsi les armatures, on s'assure que les cales en plastique fournissent une répartition égale du recouvrement sur les faces opposées des coffrages, une fois ces derniers en place.

À la suite d'une éventuelle demande du surveillant de refaire la mise en place de l'armature d'une partie de pont (comme on le verra un peu plus loin), l'entrepreneur peut choisir de commander à nouveau ces attaches ou ces coffrages avec des dimensions un peu plus grandes, ce qui respecterait l'enrobage, mais pas les dimensions de l'élément. En fait, le CCDG exigeant que la mise en place de l'armature soit refaite, il est implicitement interdit d'augmenter les dimensions des éléments en béton.

Précisons qu'il est beaucoup plus simple pour le surveillant de vérifier les dimensions hors-tout de l'armature que de vérifier systématiquement l'enrobage à l'intérieur des coffrages de ces éléments de dimensions réduites ou d'utiliser un pachomètre une fois le décoffrage terminé. De plus, il est beaucoup plus facile d'apporter des corrections à la mise en place de l'armature avant celle des coffrages.

Rappelons que le surveillant doit remettre un avis à l'entrepreneur afin de l'informer de la retenue temporaire, le cas échéant. L'entrepreneur peut décider, après réception de cet avis, de refaire la mise en place de l'armature fautive. Si c'est le cas, la retenue n'est pas appliquée; dans le cas contraire, la retenue temporaire devient permanente.

Pour mesurer de façon sûre et précise les dimensions hors-tout de l'armature, il est suggéré d'utiliser un bâton un peu plus long que la dimension hors-tout maximale de l'armature et d'y fixer 2 clous dont la distance est de cette dimension. Il faut ensuite vérifier si l'armature s'insère entre ces 2 clous. Si c'est le cas, la dimension hors-tout de l'armature est correcte; sinon, il faut mesurer la longueur dépassant la dimension hors-tout maximale pour évaluer soit la retenue à appliquer, soit la reprise du ferraillage. Une des façons de faire consiste à appuyer un des 2 clous sur l'armature et à mesurer au vernier la distance séparant l'autre clou de l'armature attenante. Il est aussi possible de revérifier cette première mesure en utilisant un autre bâton avec 2 clous dont la distance correspond à la somme de cette mesure et de la dimension hors-tout maximale. Il faut éviter d'utiliser un ruban à mesurer, car les mesures doivent être précises au millimètre près.

Exemple d'application

Colonne ronde de 10 m de hauteur, diamètre de 1000 mm

Enrobage de 75 mm (moins la tolérance de 12 mm selon norme CSA A23.1)

Dimension hors-tout maximale de l'armature pour éviter une retenue

$$1000 - (2 \times 75) + (2 \times 12) = 874 \text{ mm}$$

Dimension hors-tout maximale de l'armature pour éviter la reprise du ferraillage

$$1\,000 - 100 = 900 \text{ mm}$$

Mesures des dimensions hors-tout de l'armature à chaque mètre de hauteur de la colonne

Conclusions :

- Retenue temporaire totale : 3 000 $
- Reprise du ferraillage à faire au bas de la colonne (sur 1 m de hauteur)

Tableau 4.3-7 Mesures de dimensions de l'exemple d'application

Hauteur (m)	Mesure 1		Mesure 2	
	(mm)	Retenue ($) ou reprise du ferraillage	(mm)	Retenue ($) ou reprise du ferraillage
0,5	907	Reprise du ferraillage	870	s. o.
1,5	890	800	875	50
2,5	885	550	880	300
3,5	878	200	878	200
4,5	874	s. o.	873	s. o.
5,5	870	s. o.	872	s. o.
6,5	877	150	876	100
7,5	873	s. o.	875	50
8,5	882	400	877	150
9,5	875	50	872	s. o.

4.3.3.2 Inspection par l'entrepreneur et avis écrit

La mise en place adéquate de l'armature étant essentielle à la sécurité et à la durabilité d'un ouvrage, l'entrepreneur doit, après la mise en place de l'armature et avant celle des coffrages sur la dernière face principale de certains éléments, remettre au surveillant un avis écrit signé par un ingénieur (relevant de l'entrepreneur) attestant que l'armature est mise en place selon les exigences des plans et devis. Cet avis est requis pour tout élément d'un pont neuf, d'un tablier neuf, d'une dalle neuve, d'un chasse-roue ou d'une glissière, d'un pieu caisson, d'un mur neuf ou d'un ponceau neuf coulés en place; le CCDG ajoute à cette liste l'élargissement d'une unité de fondation et celui d'une dalle ou d'un tablier. L'avis n'est pas requis pour des reconstructions de côté extérieur, par exemple, ou des réparations en surépaisseur, dans la mesure où les éléments réparés ne sont pas élargis (l'élargissement causé par l'épaisseur de la réparation n'est pas pris en compte dans ce cas).

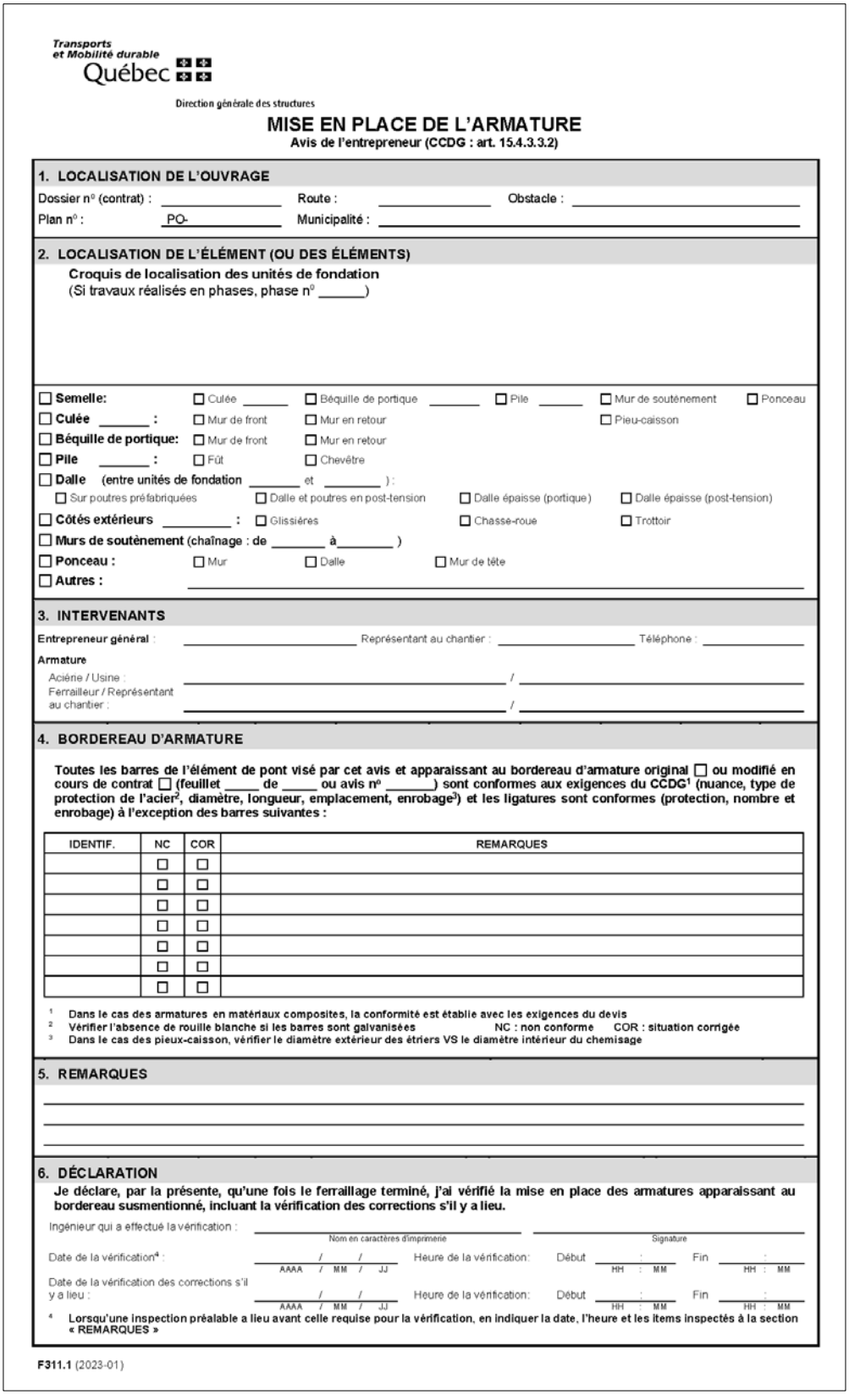
En ce qui concerne l'exigence de mise en place des coffrages sur la dernière face principale de l'élément, il faut mentionner que l'entrepreneur doit vérifier la mise en place de l'armature avant que les coffrages soient fermés. En effet, il est alors beaucoup plus facile d'effectuer cette vérification ainsi que d'éventuelles corrections à la mise en place de l'armature. Dans ce dernier cas, il sera aussi plus facile d'effectuer la vérification des corrections apportées. Mentionnons que, pour un élément de grande dimension, il est possible que plus d'un avis soit remis au surveillant si, par exemple, le coffrage est monté en plusieurs étapes.

L'entrepreneur n'est autorisé à finaliser la mise en place des coffrages qu'après avoir remis au surveillant l'avis écrit confirmant la réalisation adéquate des corrections demandées; de plus, dans le cas des colonnes et des chevêtres, la finalisation des coffrages doit être effectuée après que le surveillant a vérifié la dimension hors-tout des cages d'armature de ces éléments.

Mentionnons que l'inspection de l'armature doit être faite par l'ingénieur qui signe l'avis attestant la conformité de la mise en place de l'armature. Il ne peut pas déléguer cette activité à une autre personne, car le Ministère tient à ce que l'inspection soit faite par un ingénieur, compte tenu des graves conséquences structurales qui pourraient découler d'anomalies liées à la pose d'armature. Il arrive fréquemment que l'avis soit signé par un ingénieur travaillant pour le compte de l'entreprise effectuant la pose de l'acier d'armature; cette situation est acceptable puisque cet ingénieur travaille alors pour l'entrepreneur comme sous-traitant.

Ajoutons qu'il faut vérifier les pieux caissons avant de descendre la cage d'armature dans le pieu, à moins que le devis spécial exige une inspection par caméra une fois la cage en place. Comme les armatures ne sont alors pas dans leur position finale avant bétonnage, l'ingénieur peut inscrire un commentaire à ce propos dans son avis.

De façon exceptionnelle et pour assurer la meilleure qualité possible des avis remis, le CCDG exige que l'entrepreneur utilise le formulaire F3111.1 *Mise en place de l'armature* du Ministère (en annexe au devis spécial). Ce formulaire prévoit la consignation des dates et heures des vérifications originales de même que celles concernant les éventuelles corrections apportées par la suite. Le surveillant doit fournir à l'entrepreneur le formulaire F311.1, présenté à la figure 4.3-10 et disponible sur le site Web du Ministère.



Transports et Mobilité durable
Québec

Direction générale des structures

MISE EN PLACE DE L'ARMATURE
Avis de l'entrepreneur (CCDG : art. 15.4.3.3.2)

1. LOCALISATION DE L'OUVRAGE

Dossier n° (contrat) : _____ Route : _____ Obstacle : _____
Plan n° : PO-_____ Municipalité : _____

2. LOCALISATION DE L'ÉLÉMENT (OU DES ÉLÉMENTS)

Croquis de localisation des unités de fondation
(Si travaux réalisés en phases, phase n° _____)

☐ **Semelle:** ☐ Culée _____ ☐ Béquille de portique _____ ☐ Pile _____ ☐ Mur de soutènement ☐ Ponceau
☐ **Culée** _____ **:** ☐ Mur de front ☐ Mur en retour ☐ Pieu-caisson
☐ **Béquille de portique:** ☐ Mur de front ☐ Mur en retour
☐ **Pile** _____ **:** ☐ Fût ☐ Chevêtre
☐ **Dalle** (entre unités de fondation _____ et _____) :
☐ Sur poutres préfabriquées ☐ Dalle et poutres en post-tension ☐ Dalle épaisse (portique) ☐ Dalle épaisse (post-tension)
☐ **Côtés extérieurs** _____ **:** ☐ Glissières ☐ Chasse-roue ☐ Trottoir
☐ **Murs de soutènement** (chaînage : de _____ à _____)
☐ **Ponceau :** ☐ Mur ☐ Dalle ☐ Mur de tête
☐ **Autres :** _____

3. INTERVENANTS

Entrepreneur général : _____ Représentant au chantier : _____ Téléphone : _____
Armature
Aciérie / Usine : _____ / _____
Ferrailleur / Représentant au chantier : _____ / _____

4. BORDEREAU D'ARMATURE

Toutes les barres de l'élément de pont visé par cet avis et apparaissant au bordereau d'armature original ☐ ou modifié en cours de contrat ☐ (feuillet _____ de _____ ou avis n° _____) sont conformes aux exigences du CCDG[1] (nuance, type de protection de l'acier[2], diamètre, longueur, emplacement, enrobage[3]) et les ligatures sont conformes (protection, nombre et enrobage) à l'exception des barres suivantes :

IDENTIF.	NC	COR	REMARQUES
	☐	☐	
	☐	☐	
	☐	☐	
	☐	☐	
	☐	☐	
	☐	☐	
	☐	☐	

[1] Dans le cas des armatures en matériaux composites, la conformité est établie avec les exigences du devis
[2] Vérifier l'absence de rouille blanche si les barres sont galvanisées NC : non conforme COR : situation corrigée
[3] Dans le cas des pieux-caisson, vérifier le diamètre extérieur des étriers VS le diamètre intérieur du chemisage

5. REMARQUES

_____
_____
_____

6. DÉCLARATION

Je déclare, par la présente, qu'une fois le ferraillage terminé, j'ai vérifié la mise en place des armatures apparaissant au bordereau susmentionné, incluant la vérification des corrections s'il y a lieu.

Ingénieur qui a effectué la vérification : _____ (Nom en caractères d'imprimerie) _____ (Signature)

Date de la vérification[4] : ____ / ____ / ____ (AAAA / MM / JJ) Heure de la vérification: Début ____ : ____ (HH : MM) Fin ____ : ____ (HH : MM)

Date de la vérification des corrections s'il y a lieu : ____ / ____ / ____ (AAAA / MM / JJ) Heure de la vérification: Début ____ : ____ (HH : MM) Fin ____ : ____ (HH : MM)

[4] Lorsqu'une inspection préalable a lieu avant celle requise pour la vérification, en indiquer la date, l'heure et les items inspectés à la section « REMARQUES »

F311.1 (2023-01)

Figure 4.3-10 Formulaire F311.1« Mise en place de l'armature »

La remise de cet avis de conformité oblige l'entrepreneur à ne pas se fier seulement au surveillant pour la conduite de ses travaux de ferraillage. L'avis de conformité doit mentionner la conformité aux exigences de plusieurs éléments : la provenance (aciérie), la nuance et le type de protection de l'acier, le diamètre, la longueur, l'emplacement et l'enrobage de chacune des barres ainsi que l'espacement des ligatures fixant les barres. L'avis doit aussi mentionner la position et le diamètre des tiges d'ancrage, lorsqu'il y en a, comme c'est le cas pour les chasse-roues, glissières et dessus de culée. L'avis couvre donc tous les aspects de la mise en place des armatures et des tiges d'ancrage.

Mentionnons que la remise par l'entrepreneur des avis de conformité (armature et coffrages) ne dispense pas le surveillant de faire ses propres vérifications quant à la mise en place des armatures et des coffrages. Tout écart par rapport aux exigences doit être corrigé avant que soit autorisé tout bétonnage. Les avis de conformité sont des documents d'ingénierie importants, et le surveillant doit rapporter aux autorités compétentes tout avis qui lui semble sans lien évident avec ce qu'il a lui-même constaté. En effet, ces exigences ayant pour objectif d'obliger les entrepreneurs à améliorer la qualité de leurs travaux, le surveillant ne doit pas hésiter à rapporter tout avis dont il doute.

4.3.4 Ancrages

Les ancrages sont habituellement fabriqués à partir de barres d'armature et ils sont fixés au béton à conserver. Ils sont généralement utilisés pour des travaux d'entretien, par exemple pour consolider un bloc d'assise ou pour ancrer une surépaisseur de béton; dans ce dernier cas, les ancrages sont utilisés lorsque l'entrepreneur ne désire pas ancrer la surépaisseur de béton au moyen des tirants employés pour retenir les coffrages. Pour plus de détails, le surveillant peut se référer au point traitant des travaux d'entretien à la section 4.3.1.3 « Accessoires des coffrages » de ce chapitre.

Les ancrages peuvent aussi être employés pour réaliser une continuité de l'armature lors de l'élargissement d'un élément existant ou lorsque l'armature est endommagée au droit du béton démoli. Ils peuvent également être utilisés lors de la reconstruction d'un mur garde-grève lorsque celui-ci est déplacé vers le remblai d'approche dans le but d'augmenter l'espace libre à l'extrémité du tablier.

Le CCDG précise les dimensions des trous (profondeur et diamètre) à forer selon le produit d'ancrage utilisé par l'entrepreneur et les caractéristiques de l'ancrage lui-même. Ces informations sont inscrites dans le CCDG plutôt que sur les plans, parce qu'elles peuvent être utiles lorsque des ancrages non prévus deviennent nécessaires au cours des travaux. Précisons que les dimensions données sont surtout basées sur l'utilisation d'une barre d'armature 15M, qui est l'ancrage utilisé par défaut en remplacement des tirants de coffrage.

La figure 4.3-11 illustre les exigences du CCDG pour les ancrages des réparations avec coffrages et surépaisseur.

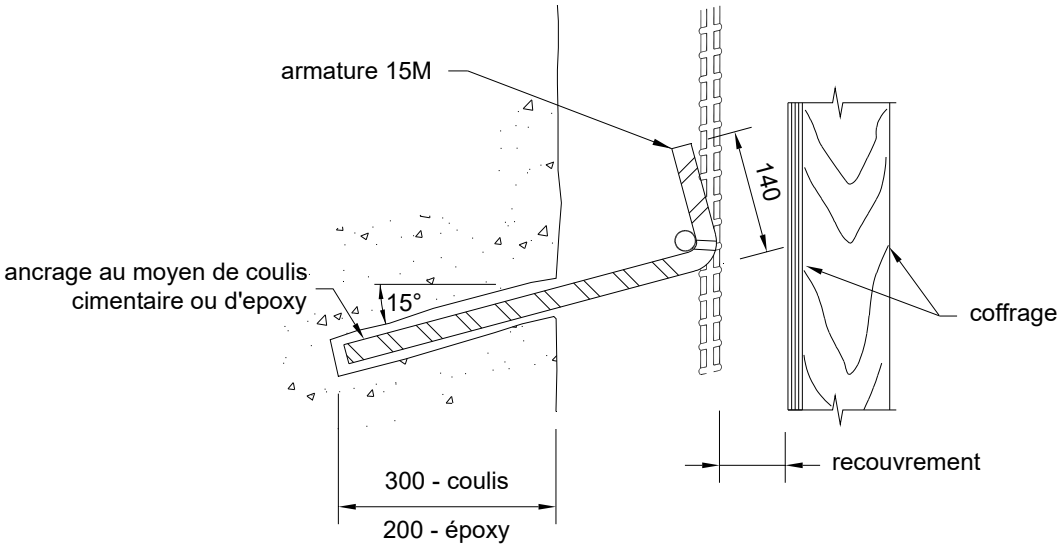


Figure 4.3-11 Ancrage pour réparation avec coffrages et surépaisseur

Lorsqu'aucune exigence n'est précisée au plan ou au devis à ce sujet, l'entrepreneur choisit son produit d'ancrage en fonction de divers facteurs, dont l'aspect financier, sans aucun doute déterminant. Compte tenu des coûts similaires associés aux deux produits d'ancrage (coulis cimentaire et résine chimique), l'un et l'autre sont fréquemment utilisés. En effet, bien que les dimensions des trous soient plus importantes lorsqu'un coulis cimentaire est employé, il est moins cher que l'ancrage avec résine chimique. L'utilisation de ce dernier implique des trous plus petits parce que l'adhérence au béton est plus grande.

Les plans peuvent cependant prévoir des ancrages différents de ceux indiqués au CCDG. Dans ces cas, il est possible qu'un diamètre de barre spécifique soit exigé, accompagné d'un enfoncement et d'un type précis de produit d'ancrage (coulis cimentaire ou résine chimique). Les plans et devis peuvent même, à certaines occasions, préciser l'emploi d'une résine commerciale spécifique, accompagnée de la mention « ou un équivalent approuvé ». Dans cette situation, lorsque l'entrepreneur soumet la fiche technique d'un produit différent en équivalence, le surveillant doit demander au concepteur de valider cette équivalence et, au besoin, d'ajuster les caractéristiques du forage.

Dans le cas des ancrages installés sur une paroi verticale, un angle de 15° par rapport à l'horizontale est prévu afin de maintenir le produit d'ancrage à l'intérieur du trou jusqu'à ce qu'il prenne. En effet, cette pratique permet d'éviter la formation de vides au pourtour des ancrages. Les ancrages installés au plafond doivent, quant à eux, être fixés obligatoirement avec de la résine chimique.

Forage des trous

Avant de forer les trous, il est possible qu'une localisation des armatures soit demandée dans les plans et devis. Dans ces cas, l'entrepreneur doit préalablement identifier la position des barres existantes. Bien que les plans des ouvrages existants puissent être utiles pour déterminer l'aspect général des armatures, il faut éviter de se fier uniquement à ces documents. La localisation des barres s'effectue directement sur l'ouvrage au moyen d'un appareil spécifiquement conçu à cette fin. Il existe plusieurs types d'appareils (notamment le pachomètre, le géoradar et les outils électromagnétiques de type Ferroscan), et le choix de l'appareil relève de l'entrepreneur.

Interdiction

Le CCDG interdit l'utilisation d'une mèche au diamant ou d'une mèche pouvant endommager les armatures pour forer les trous afin d'éviter d'endommager ou d'affaiblir l'ouvrage dans lequel s'effectue le forage. À moins que les plans et devis prévoient de forer à travers des armatures, le surveillant doit donc être vigilant par rapport au type de mèche utilisé par l'entrepreneur, même lorsque le forage est effectué avec une foreuse à percussion. Précisons que ces interdictions s'appliquent même lorsqu'une localisation préalable a été effectuée, car il est possible que plusieurs rangs d'armature soient interceptés lors du forage. Les appareils de détection permettent en général de bien localiser les armatures du rang le plus près de la surface, mais ils sont beaucoup moins précis pour ceux installés plus profondément dans l'ouvrage.

Pour les forages à percussion, les mèches munies de lames au carbure seront en général refusées, car elles sont spécifiquement conçues pour forer dans le béton armé et poursuivre le forage quand une armature est rencontrée. Il faut cependant distinguer ces mèches de celles qui utilisent un système d'aspiration au moyen d'une mèche creuse. Dans le cas de ces mèches, bien que certaines puissent comporter un élément tranchant, leur aspect creux fait en sorte que le forage sera très difficile à poursuivre si une armature est rencontrée. Elles peuvent donc en général être acceptées.

Dans tous les cas mentionnés précédemment, le surveillant doit consulter le concepteur s'il a un doute quant à l'endommagement possible des armatures ou si un entrepreneur fait la demande d'utiliser une foreuse avec mèche au diamant, alors que celle-ci n'est pas prévue aux plans et devis. Si le surveillant a des doutes quant à la possibilité d'endommagement des armatures avec les mèches employées, il est également possible de demander à l'entrepreneur de réaliser un essai en forant sur une armature dans une portion sacrificielle de l'ouvrage et de constater l'état de l'armature après l'essai.

Le surveillant doit finalement demeurer prudent avec le forage réalisé au moyen d'une mèche au diamant, car celles-ci laissent des parois lisses, ce qui diminue de façon considérable la capacité des ancrages selon le type de produit d'injection employé. Cependant, une foreuse au diamant peut être nécessaire dans le cas d'une armature à couper ou d'un forage de grande profondeur, par exemple. Ainsi, si les plans et devis ou le concepteur autorisent l'utilisation de la foreuse au diamant, il faut aussi vérifier la compatibilité de la résine employée avec ce type de forage.

4.3.4.1 Ancrages au moyen de coulis cimentaire

Le coulis cimentaire utilisé doit être conforme à la norme 3901 « Coulis cimentaires » du *Tome VII – Matériaux* de la collection Normes – Ouvrages routiers du Ministère. Les coulis qui respectent les exigences de cette norme de même que les produits d'ancrage chimique à utiliser figurent sur la *Liste des matériaux relatifs au béton éprouvés par le Laboratoire des chaussées*, laquelle est disponible sur le site Web du Ministère.

Le surveillant doit obtenir de l'entrepreneur la fiche technique du produit qu'il désire employer afin de s'assurer que les recommandations du fournisseur sont respectées lors de la mise en œuvre.

L'entrepreneur peut utiliser des cartouches cimentaires fabriquées par AMBEX (capsules AAC), en remplacement du coulis cimentaire, si elles respectent les exigences du devis spécial, notamment en ce qui concerne l'accord du surveillant et la profondeur des trous (qui peut être réduite jusqu'à 200 mm si des essais sur ancrages témoins réalisés sur l'ouvrage démontrent que la capacité des ancrages respecte les exigences).

Le nettoyage des trous doit s'effectuer au moyen d'un brossage et d'un jet d'eau sous pression. Cette étape de nettoyage est essentielle en vue d'assurer une résistance adéquate des ancrages. Le brossage doit s'effectuer avec une brosse conçue à cette fin, la plupart du temps une brosse métallique de forme cylindrique. Lors du nettoyage à l'eau, le jet doit être descendu jusqu'au fond du trou de manière à le nettoyer et à déloger toute la poussière et les résidus de forage.

Avant que le coulis soit mis en place, le surveillant doit s'assurer que le surplus d'eau a été évacué du trou et vérifier si les parois sont sèches ou humides. Le coulis ne doit pas être placé sur une paroi humide. Si un délai important sépare le forage de l'insertion des ancrages, la présence d'eau dans les trous doit être vérifiée avec un grand soin, de l'eau de pluie ayant pu s'y écouler.

De même, il faut vérifier la température du béton et de l'air ambiant, cette dernière devant être supérieure à 5 °C selon les exigences du CCDG, ou à une température plus élevée si les recommandations du manufacturier du coulis sont plus sévères. Les prévisions météorologiques doivent également indiquer des températures supérieures à 5 °C pour les 48 heures suivant la pose, de façon à ce que le gel du coulis soit évité.

4.3.4.2 Ancrages au moyen de résine chimique

Les résines chimiques sont à base d'époxy, de méthacrylate ou d'acrylique. Le choix du produit d'ancrage est généralement laissé à la discrétion de l'entrepreneur, sauf s'il est imposé aux plans et devis. Mentionnons cependant qu'il faut privilégier la résine époxy pour les ancrages plus profonds, car le temps de prise, plus long, permet d'injecter et d'enfoncer la tige avant la polymérisation.

Le CCDG exige que l'entrepreneur fournisse la fiche technique de la résine employée au moins 7 jours avant les travaux. Cette exigence vise principalement à permettre au surveillant de déterminer les mesures à prendre pour le nettoyage et la préparation des trous à la suite du forage. Cette étape de nettoyage est essentielle pour assurer une performance adéquate des ancrages à la résine chimique.

La plupart des fabricants de résine et d'ancrages exigent un nettoyage en 3 étapes : au moins 2 nettoyages au jet d'air en allant jusqu'au fond du trou, suivis de 2 brossages à la brosse métallique, pour terminer par 2 autres nettoyages au jet d'air. Le surveillant doit être vigilant, car l'entrepreneur a souvent tendance à omettre le brossage, ce qui réduit l'efficacité du jet d'air comprimé. Ce dernier doit être exempt d'huile pour ne pas contribuer à réduire la qualité du lien.

Il existe également depuis quelques années des systèmes de résines qui n'ont pas besoin d'un tel traitement et qui utilisent des mèches de forage creuses munies d'un aspirateur. Uniquement dans ces cas, et lorsque la fiche technique de la résine en fait expressément mention, le nettoyage par brossage n'est pas exigé.

Dans le cas des ancrages réalisés au plafond ou lorsque les trous ont plus de 300 mm de profondeur, le devis spécial exige normalement que les ouvriers effectuant la pose des ancrages soient certifiés selon le programme de certification pour les poseurs d'ancrages de l'ACI. Il est possible de vérifier la certification d'un ouvrier sur le site Web de l'ACI[3]. Cette certification permet de s'assurer que les ouvriers sont sensibilisés aux défis que pose la réalisation de ce type d'ancrage. Elle ne limite en rien la surveillance des travaux que doit effectuer le surveillant.

Le CCDG exige également, pour les ancrages réalisés au plafond ou lorsque les trous ont plus de 300 mm de profondeur, l'utilisation de pistons d'injection. Ces pistons sont fournis par les fabricants de résine et doivent être utilisés pour un diamètre de forage précis. Le piston est fixé à l'extrémité du tube d'injection et est enfoncé au fond du trou. Il permet de maintenir le tube d'injection centré dans le trou de forage et, grâce à la pression d'injection, il remonte vers la surface en « flottant » sur la résine.

L'utilisation des pistons est essentielle dans ces conditions, car ils permettent de remplir adéquatement le trou de résine, sans créer de vides. L'injection de trous profonds ou au plafond sans piston conduit souvent à des vides d'injection dans la partie au fond du trou, et ces vides ne sont à peu près pas détectables par la suite, car la partie supérieure du trou est généralement bien remplie. Le fond du trou est toutefois la partie la plus structuralement importante pour l'ancrage, car le développement de la tige s'y fait, et son efficacité permet de mobiliser davantage de béton en arrachement.

Habituellement, les trous doivent être remplis de résine jusqu'aux deux tiers de leur profondeur. On enfonce par la suite les ancrages dans le produit d'ancrage en les tournant pour s'assurer d'un bon enrobage tout autour d'eux. Les directives de la fiche technique du fournisseur du produit d'ancrage doivent également être suivies.

Pour vérifier si la quantité de produit d'ancrage utilisée est suffisante, on doit voir un ourlet de produit au pourtour de l'ancrage, une fois ce dernier enfoncé dans le trou. Comme on l'a mentionné précédemment, cette vérification est surtout valide pour les ancrages de profondeur habituelle; pour les ancrages profonds, cette vérification n'est pas gage d'un bon remplissage sur toute la longueur.

[3] www.concrete.org

Une fois écoulée la période d'attente minimale indiquée sur la fiche technique du produit utilisé, le surveillant devrait vérifier sommairement à la main chacun des ancrages. Cette vérification consiste à essayer de déplacer latéralement les ancrages tout en évitant de les faire tourner pour ne pas briser le lien entre le produit d'ancrage et le béton. Tous les ancrages qui peuvent être déplacés ainsi à la main doivent être rejetés.

Essais d'arrachement sur ancrages témoins pour dimensionnement

Lorsque le nombre d'ancrages est élevé, le concepteur peut avoir spécifié uniquement leur capacité structurale. Dans ce cas précis, l'entrepreneur peut choisir le système d'ancrage qu'il désire, pourvu qu'il démontre que celui-ci a la capacité structurale demandée. Pour ce faire, des essais à la rupture sont effectués sur quelques ancrages témoins selon les exigences du devis. Ces essais doivent être réalisés dans un béton représentatif de celui de l'ouvrage où seront placés les ancrages exigés aux plans. Afin d'éviter d'endommager des surfaces de béton à conserver pour réaliser ces essais, l'entrepreneur peut choisir une zone qui sera réparée ultérieurement (par exemple, le dessus de l'assise lorsque des réparations y sont prévues) ou effectuer les essais dans un élément de béton à démolir complètement (par exemple, le dessus du mur garde-grève, si celui-ci est à remplacer).

Même si le CCDG ne le précise pas, comme les essais doivent être réalisés selon une procédure normée, ils doivent être effectués par un laboratoire. Il n'est pas interdit qu'un représentant du fournisseur d'ancrages effectue les essais, mais cette façon de faire devrait être évitée, car elle place le représentant du fournisseur d'ancrages dans une position où il juge le travail accompli par son client.

Si les essais sur les ancrages témoins démontrent que la méthode de travail de l'entrepreneur est adéquate, la même méthode (profondeur de forage, équipement de forage, résine employée, nettoyage, etc.) sera par la suite utilisée pour réaliser les ancrages demandés aux plans. À moins que le devis spécial ne l'exige, ces ancrages ne feront pas l'objet d'essais.

Terminons cette section en précisant que, généralement, ces dernières exigences ne s'appliquent pas aux ancrages utilisés en remplacement des tirants de coffrage lors de travaux usuels de réparation avec coffrages.

4.3.5 Béton

Fiches descriptives des mélanges

L'entrepreneur doit remettre au surveillant les fiches descriptives des mélanges qu'il compte utiliser au moins 7 jours avant de procéder au bétonnage. Dans le cas des bétons exigeant un essai de convenance, ces fiches et les résultats des essais de résistance à la compression doivent être remis au moins 14 jours avant l'essai de convenance. Le surveillant transmet ces documents pour analyse au laboratoire mandaté par le Ministère; ce laboratoire doit s'assurer que les documents respectent les normes du Ministère.

Le surveillant doit vérifier que les types de béton apparaissant sur les fiches descriptives correspondent bien à ceux exigés sur le plan d'ensemble; s'il n'y a pas de plan d'ensemble pour un projet d'entretien, les types de béton sont spécifiés dans le devis spécial ou dans le CCDG.

Lors du bétonnage d'un tablier en béton précontraint en place neuf ou du bétonnage de portiques neufs, le devis spécial exige un temps de prise étendu de deux heures par rapport aux exigences du CCDG. Cette exigence vise à éviter la présence possible de joints froids ou de nids de cailloux en cas de délais imprévus lors du bétonnage, par exemple à la suite du refus de plusieurs camions non conformes ou d'un bris à l'usine de béton. Pour ce type de structure, ces défauts de bétonnage conduisent à une évaluation longue et coûteuse de leur impact sur la capacité et la durabilité de l'ouvrage pouvant aboutir, dans des cas extrêmes, à la reconstruction de l'ouvrage.

La prolongation du temps de prise mentionnée au devis spécial ne doit pas être interprétée par l'entrepreneur, comme le fait que le surveillant l'autoriserait d'office à dépasser le délai de 120 minutes du CCDG entre le malaxage et la mise en place du béton; si tel était le cas, la prolongation du temps de prise minimal demandée au devis spécial n'aiderait en rien à éliminer les problèmes (joints froids, nids de cailloux, etc.) mentionnés au paragraphe précédent.

Si l'entrepreneur désire excéder le délai de 120 minutes pour le déchargement du béton frais prévu au CCDG pour un des deux types de structures visés, il doit toujours à ce moment conserver la période additionnelle de deux heures prévue au devis type, au-delà de la période fixée pour le déchargement du béton frais.

Le délai de déchargement et de mise en place du béton frais pour les structures de manière générale est abordé à la section 4.3.5.5 « Mise en place du béton plastique » du manuel.

Le délai minimal de 7 jours entre la réception des documents et le bétonnage laisse le temps aux intervenants de les analyser adéquatement. Bien que le surveillant n'accepte officiellement les fiches que lors de l'autorisation à procéder au bétonnage, il est de bonne pratique d'informer le plus tôt possible l'entrepreneur de leur conformité ou non.

Béton à prise rapide et chapes

Le devis spécial précise les caractéristiques du béton à prise rapide employé au besoin pour des réparations de dalle ou le remplacement de joints de tablier. Le but de son utilisation est évidemment la réouverture rapide du pont au trafic routier. Ce type de béton comporte un ciment dont la composition chimique fait que la prise et le développement des résistances sont fortement accélérés.

Comme la prise s'effectue très rapidement, en moins de quelques minutes lorsque le béton est mis en place par temps chaud, ce type de béton doit être produit dans une bétonnière mobile; l'utilisation d'un camion malaxeur ou d'une pompe n'est pas possible. Il est aussi très important que tous les ouvriers et les équipements nécessaires à sa mise en place, à sa finition et surtout à sa cure soient prêts avant le début de sa production.

Le devis spécial peut autoriser l'utilisation d'un mélange à prise rapide ensaché pour des réparations de dalle de petite surface. Lorsque c'est le cas, cela ne peut pas s'appliquer aux réparations de grande surface, car le volume de béton à produire est trop important au regard de la faible cadence de production qu'il est possible d'atteindre avec un mélange ensaché. L'utilisation de mélanges ensachés risque alors de conduire à des joints froids, à une mauvaise finition ou à une cure non conforme.

Lorsque la réparation est faite sur l'ensemble de la surface de la dalle au moyen d'une chape, le devis spécial spécifie l'utilisation, sur les surfaces de contact, d'un coulis d'adhésion, aussi appelé *barbotine*. Il est essentiel, dans ce cas, que le coulis soit appliqué immédiatement avant la mise en place du béton, pour éviter son séchage. Le coulis séché peut en effet détruire le lien entre le béton de réparation et le substrat, ce qui provoque un décollement à court terme de la réparation. Si le surveillant constate une application trop hâtive du coulis lors du bétonnage d'une chape, il est préférable de nettoyer immédiatement le coulis séché au jet d'eau sous pression avant de poursuivre l'application du béton.

La cure des réparations de dalle et des chapes de béton s'effectue de la même manière que pour les dalles de tablier, c'est-à-dire avec une humidification préalable suivie de la mise en place de toiles absorbantes imbibées d'eau. Il faut cependant être particulièrement vigilant et commencer l'humidification ou la cure proprement dite immédiatement après les opérations de finition du béton. Tout délai avant la fourniture d'eau, ne serait-ce que de quelques minutes, peut rapidement entraîner une fissuration polygonale en surface de la réparation. Cette fissuration, due au retrait plastique, n'est pas réparable et conduit à une très faible durabilité de la réparation.

Pour certains bétons à prise rapide, la cure humide s'effectue selon les spécifications du devis spécial sur une période de 4 heures, car, à la suite de ce délai, le béton atteint une maturité suffisante pour résister aux charges tout en montrant une durabilité acceptable. C'est aussi pour cette raison qu'une membrane d'étanchéité pour dalle peut être posée après le même délai suivant la fin de la cure. En effet, cette durée est suffisante pour que le béton s'assèche suffisamment en surface, ce qui permet à la membrane d'y adhérer.

Bien que pour ces bétons la cure soit de 4 heures seulement, il faut s'assurer que la température du béton à prise rapide soit supérieure à 10 °C pendant une période minimale de 3 jours après le bétonnage. Cette exigence du devis spécial permet au béton de développer ses caractéristiques de durabilité avant d'être soumis à des températures trop froides.

Note

Même si les résistances se développent plus rapidement et que la période de protection est plus courte, les exigences de maintien des températures des surfaces de contact avant la coulée s'appliquent. En effet, le béton peut geler au contact d'un substrat situé sous le point de congélation, ce qui créerait un très mauvais lien entre le substrat et le béton, susceptible de causer un décollement par plaques du béton. Mentionnons aussi, comme pour les autres bétons, que la date limite imposée au CCDG pour des réparations avec coffrages sans surépaisseur s'applique.

4.3.5.1 Préparation des surfaces à conserver

Cet article du CCDG s'applique seulement aux surfaces ayant été démolies et non aux joints de construction entre deux bétonnages (voir la section 4.3.5.3 « Joints de construction » de ce chapitre).

La préparation des surfaces à conserver consiste à obtenir des surfaces de contact propres et saines pour que soit assuré un bon lien entre deux bétons, entre les armatures et le béton ou encore entre une pièce métallique et le béton.

Les barres d'armature existantes qui ont été dégagées lors de la démolition d'un élément doivent être nettoyées de façon à être exemptes de toute rouille. Il convient ici de préciser qu'à la suite de ce nettoyage, seule une mince couche de rouille adhérente peut être tolérée, comme c'est le cas pour les armatures neuves. Si les barres d'armature existantes dégagées ont un revêtement d'époxy (vert), elles doivent être nettoyées de manière à ne présenter aucun revêtement n'adhérant pas fermement à la surface des barres.

Le béton exposé à la suite de la démolition d'un élément doit être nettoyé de manière à ne présenter aucune particule de béton n'adhérant pas à la surface.

Le nettoyage est effectué au moyen d'un jet d'eau haute pression ou par projection d'abrasif humide. L'utilisation du jet d'abrasif sec est proscrite depuis le renforcement des exigences de santé et sécurité relatives à la silice cristalline libérée dans l'air; les résultats attendus sont cependant demeurés les mêmes. Ce nettoyage n'a pas à être effectué lors d'une démolition réalisée au moyen d'un équipement d'hydrodémolition, car cette méthode laisse la surface libre de toute particule non adhérente.

Une fois que sont nettoyés les armatures apparentes et le béton exposé, il faut débarrasser ces surfaces de tout débris au moyen d'un jet d'eau sous pression. Cette opération doit être systématiquement effectuée, même en cas d'hydrodémolition. En effet, lors des opérations d'hydrodémolition, les surfaces environnant la zone de préparation ou de démolition des surfaces sont salies par la projection de grains de liant non hydratés ainsi que des poussières et du sable. Bien qu'un second nettoyage puisse à première vue sembler superflu, il est en réalité très important, puisque ces résidus nuisent à la qualité du lien entre le nouveau béton et le substrat.

Il convient ici de différencier deux termes utilisés dans le CCDG : *jet d'eau sous pression* et *jet d'eau haute pression*. Les caractéristiques du jet d'eau sous pression étant définies dans le CCDG, les résultats attendus sont peu explicités. Il s'agit en fait d'enlever ce qui peut l'être à l'aide de ce type d'équipement (pression de 15 MPa, débit de 20 l/min à une distance de 150 à 200 mm de la surface). À l'inverse, si les caractéristiques du jet d'eau haute pression ne sont pas définies explicitement dans le CCDG, les résultats attendus, eux, sont très précis : la puissance de cet équipement doit être adaptée pour qu'ils soient atteints.

Avant tout bétonnage, les surfaces de béton exposées à la suite de la démolition partielle d'un élément doivent être humidifiées jusqu'à saturation, mais sèches en surface au moment de la mise en place du nouveau béton. Ces exigences sont connues sous l'expression *saturée surface sèche*.

L'exigence relative à la saturation des surfaces s'impose pour que le béton existant n'absorbe pas l'eau du béton plastique, ce qui aurait pour effet de diminuer le rapport eau/liant et, en conséquence, la qualité du lien entre les deux bétons. L'exigence relative à la surface sèche au moment de la mise en place du béton vise à éviter que le nouveau béton soit coulé sur une surface mouillée, ce qui aurait pour effet d'augmenter le rapport eau/liant et, encore une fois, de diminuer la qualité du lien entre les deux bétons.

En pratique, lorsque la surface de béton existante est recouverte d'un coffrage, le lavage à grande eau de la surface à l'intérieur du coffrage, la veille du bétonnage, donne généralement de bons résultats. Toutefois, si la surface de béton existante est à l'air libre, comme pour la réparation d'un dessus d'une dalle, un lavage quelques heures avant la coulée suffit habituellement. Puisque ces durées peuvent énormément varier selon les conditions météorologiques, le surveillant doit demeurer vigilant pour que l'humidification des surfaces soit optimale.

Rappelons qu'il est essentiel que la surface de béton existant lors de la coulée soit sèche en surface, tout au plus légèrement humide. Il est fréquent de voir en chantier une trop grande quantité d'eau à la surface lors du bétonnage de réparations de dalle et, dans ces cas, même si le béton de réparation semble « pousser » l'eau au fur et à mesure de la coulée, il risque de se former une interface plus poreuse, donc qui nuit à l'adhérence de la réparation.

4.3.5.2 Autorisation de bétonnage

Le CCDG exige que l'entrepreneur donne au surveillant un avis écrit d'au moins 24 heures avant le bétonnage de tout élément. Cet avis doit préciser la date et l'heure du début du bétonnage, la cadence de bétonnage prévue, la séquence et le mode de mise en place qu'il propose de suivre ainsi que l'élément de pont à bétonner. De plus, l'avis doit indiquer que les coffrages et les armatures ont été mis en place selon les exigences; il doit être accompagné, lorsque c'est requis, des avis de conformité relatifs à la mise en place des armatures et des coffrages.

L'avis de bétonnage est demandé pour que le surveillant puisse avertir, dans des délais raisonnables, les intervenants concernés par cette mise en place, notamment le laboratoire, et qu'il puisse procéder aux dernières vérifications avant d'autoriser le bétonnage. Si l'entrepreneur avise le surveillant dans un délai plus court, celui-ci doit alors évaluer si les intervenants peuvent être sur place pour le bétonnage et si les vérifications peuvent être faites à temps; si cela est possible, le surveillant ne devrait pas interdire le bétonnage sur la seule base d'un avis remis moins de 24 heures avant l'opération.

Le surveillant, comme l'indique le CCDG dans l'avis de bétonnage, doit vérifier les éléments suivants :

- les fiches descriptives des mélanges des bétons utilisés sont jugées conformes;
- la mise en place de l'armature et des coffrages de l'élément à bétonner est terminée (il est en effet impossible de juger de la conformité de travaux pas encore réalisés);
- les dimensions, les élévations et les alignements des coffrages sont conformes;
- le nettoyage des coffrages est conforme;
- le diamètre et l'emplacement des armatures et des tiges d'ancrage sont conformes;
- l'enrobage de béton au-dessus des armatures est conforme à tous les points des coffrages. Une dernière vérification est nécessaire, même si la mesure de l'enrobage de béton au-dessus des armatures a été faite au fur et à mesure du ferraillage, car il est toujours possible qu'une cale soit déplacée ou endommagée lors des opérations qui suivent le ferraillage;
- la préparation des surfaces à conserver est conforme;

– les équipements et les matériaux nécessaires à la mise en place, à la cure et à la protection du béton par temps froid sont sur les lieux de l'opération. Une attention spéciale doit être portée au nombre de vibrateurs requis ainsi qu'aux tiges de support en mousse de polyéthylène utilisées en cas de joints de construction non prévus lors du bétonnage d'une dalle.

En ce qui concerne la séquence et le mode de mise en place du béton, le surveillant doit faire les vérifications d'usage, notamment les suivantes :

– le bétonnage des blocs d'assise n'est autorisé qu'une fois le béton de l'unité de fondation durci. L'élévation de ceux-ci a été vérifiée et se situe dans les limites permises;

– le bétonnage des chasse-roues, trottoirs, glissières et pistes cyclables n'est autorisé qu'une fois que le béton de la dalle est en mesure de supporter la circulation (voir section 4.3.5.9 « Cure des éléments en béton coulés en place » du présent chapitre) et, le cas échéant, qu'après l'exécution de la précontrainte;

– les étapes de bétonnage d'une dalle prévue aux plans sont respectées. Si l'entrepreneur a proposé une nouvelle séquence de bétonnage et que celle-ci a été acceptée, cette nouvelle séquence est respectée. Le surveillant doit se référer à la section « Préparatifs avant bétonnage – séquence de bétonnage » de la section 4.3.5.6 « Mise en place du béton plastique des dalles » de ce chapitre pour ce dernier cas;

– les étapes de bétonnage au droit d'un joint de construction vertical sont respectées. En effet, comme l'exige le CCDG, le béton d'un côté d'un joint de construction vertical doit être durci avant de procéder à la mise en place du béton de l'autre côté. Cette exigence assure des joints parfaitement verticaux;

– la circulation des équipements de chantier sur les éléments récemment bétonnés n'est pas prévue. Le CCDG interdit la circulation sur le béton tant que ce dernier n'a pas atteint 70 % de sa résistance exigée à 28 jours (voir la section 4.3.5.9 « Cure des éléments en béton coulés en place » de ce chapitre). Le bétonnage des chasse-roues ou des glissières ne peut donc pas être autorisé tant que le béton de la dalle n'a pas atteint cette résistance. Précisons toutefois qu'il est courant de travailler sur les coffrages et les armatures des chasse-roues et des glissières pendant la cure de la dalle si les résultats d'essais en compression sur cylindre témoins démontrent que la dalle a atteint une résistance d'au moins 70 % de f'_c à 28 jours et que toutes les surfaces de dalle demeurent humidifiées;

– la circulation routière à proximité des éléments en cours de bétonnage ou récemment bétonnés respecte les mesures d'atténuation prévues dans le devis spécial à cet effet, par exemple lors de la reconstruction d'une dalle réalisée en phases. Il est en effet dommageable que le béton qui a commencé à prendre soit soumis à des vibrations;

– les informations relatives à la pompe utilisée pour la mise en place du béton sont conformes aux conditions établies lors de l'essai de convenance; ces informations visent à ce que le surveillant connaisse l'emplacement de la pompe et de la ligne de pompage. L'entrepreneur est tenu de fournir par écrit les informations relatives à la pompe à béton 14 jours avant le bétonnage. Pour la plupart des bétons, cette information aura déjà été soumise pour l'essai de convenance;

– la démolition d'éléments continus en béton, le battage ou le vibrofonçage de pieux ou le compactage de matériaux ne sont pas prévus à moins de 30 m de la zone de bétonnage (voir la section 4.3.5.9 de ce chapitre pour plus de détails).

En plus de la remise des documents mentionnés précédemment, il peut s'avérer fort bénéfique qu'une liste commune des travaux à terminer et des inspections à réaliser soit dressée par l'entrepreneur et le surveillant, quelques jours avant la date prévue du bétonnage. Cette façon de faire permet d'éviter l'improvisation et surtout d'éventuelles pressions de la part de l'entrepreneur pour amener le surveillant à réduire ses vérifications afin de procéder au plus vite au bétonnage.

Le surveillant doit aussi faire beaucoup d'autres vérifications, même si elles ne sont pas ciblées expressément au CCDG dans l'avis de bétonnage. Ces vérifications font suite aux exigences apparaissant à une place ou à une autre de l'article 15.4.3 « Mise en œuvre » du CCDG ou dans le devis spécial. Un rappel de certaines d'entre elles est fait ci-après :

- l'avis signé par un ingénieur attestant que l'étaiement et les coffrages, le cas échéant, répondent en tout point aux plans soumis, est remis au surveillant (y compris pour les étaiements supportant latéralement les coffrages);
- la cadence de bétonnage prévue sur la fiche respecte la cadence minimale prévue au CCDG dans le cas des dalles et des portiques sans joints de construction entre les béquilles et la dalle (20 m^3/h);
- le plan du dispositif d'éclairage pour les travaux en soirée ou de nuit est remis au surveillant. Ce plan est également exigé pour un bétonnage effectué de jour, mais qui risque de se prolonger en soirée, soit pour les opérations de bétonnage, soit pour les opérations de finition et de cure du béton. Mentionnons que le meilleur système d'éclairage est celui constitué de tours d'éclairage mobiles qui éclairent de grandes superficies;
- la période de bétonnage ne contrevient pas aux restrictions qui pourraient être indiquées dans le devis spécial. Ces restrictions visent à limiter les inconvénients pour les usagers;
- le technicien de l'entrepreneur chargé d'ajuster les caractéristiques du béton plastique au chantier détient la certification ACI, comme l'exige le CCDG. Cette exigence, qui concerne les ponts neufs et les réparations d'envergure, permet d'avoir du personnel qualifié sur le chantier. Le surveillant doit vérifier la certification du technicien en demandant une photocopie du certificat délivré par l'ACI;
- le chauffage, pendant 24 heures, des surfaces de contact avant le bétonnage sous abri est conforme ou est en voie de l'être;
- les coffrages ont été resserrés avant que le nouveau béton soit déposé lorsqu'un joint de construction a été réalisé;
- les ouvertures temporaires dans les coffrages ont été effectuées pour que soient respectés la hauteur de chute maximale et le déplacement latéral maximal du béton;
- pour une dalle :
    - le passage à vide préalable au bétonnage d'une dalle est conforme;
    - la température ambiante est conforme, lors de la période de bétonnage et dans les 48 heures suivant la mise en place du béton, lorsqu'une protection de type 3 ou 4 est utilisée;
    - le bétonnage est prévu de nuit lorsque c'est requis.

Le surveillant peut également consulter l'annexe 16 du *Guide de surveillance – Chantiers d'infrastructures de transport,* qui propose un aide-mémoire pour l'inspection avant le bétonnage. Cet aide-mémoire est reproduit ci-après, à la figure 4.3-12.

Inspection avant le bétonnage – Ouvrages d'art

(aide-mémoire)

Note : c- conforme; nc – non conforme; s.o. – sans objet

Éléments inspectés	Surveillant			Remarques
	c	nc	s.o.	
Armature :				
• type (nuance, diamètre, galvanisation)	☐	☐	☐	
• nombre	☐	☐	☐	
• localisation (position par rapport aux plans, espacement)	☐	☐	☐	
• verticalité et horizontalité des barres	☐	☐	☐	
• dimensions hors-tout (colonnes et chevêtres)	☐	☐	☐	
• enrobage (surfaces coffrées, sol, surfaces finies)	☐	☐	☐	
• propreté	☐	☐	☐	
• jonctions (longueur des chevauchements, position)	☐	☐	☐	
• ligatures (espacement, galvanisation, recouvrement)	☐	☐	☐	
• cales d'espacement (type, distance c/c)	☐	☐	☐	
Autres éléments :				
• jonctions mécaniques (type, localisation)	☐	☐	☐	
• drains (type, localisation, pente)	☐	☐	☐	
• manchons (type, localisation)	☐	☐	☐	
• tiges d'ancrage des appuis et glissières (élévation, positionnement, espacement)	☐	☐	☐	
Coffrage :				
• rigidité et état du matériau	☐	☐	☐	
• élévation	☐	☐	☐	
• alignement	☐	☐	☐	
• dimension	☐	☐	☐	
• étanchéité	☐	☐	☐	
• serrage entre les panneaux (solidité)	☐	☐	☐	
• ouvertures temporaires (emplacement vertical et horizontal)	☐	☐	☐	
• propreté des surfaces	☐	☐	☐	
• propreté du fond	☐	☐	☐	
• attaches de coffrage (solidité, localisation, espacement)	☐	☐	☐	
• doublure de coffrage (propreté, tendue ou collée aux coffrages)	☐	☐	☐	
Equipement et matériaux (type, nombre, disponibilité) :				
• vibrateurs (y compris vibrateur de rechange)	☐	☐	☐	
• tiges de support en mousse de polyéthylène	☐	☐	☐	
• équipements et matériaux pour la cure	☐	☐	☐	
• matériel pour protection par temps froid	☐	☐	☐	
• pompe (type, hauteur du mat, pompe de rechange)	☐	☐	☐	
• équipement d'éclairage	☐	☐	☐	
• ajustement des rails selon le profil calculé (dalles)	☐	☐	☐	
Ouvrage existant à conserver :				
• protection des surfaces attenantes	☐	☐	☐	
• préparation des surfaces (fini, propreté, humidification)	☐	☐	☐	
• fixation des barres existantes	☐	☐	☐	
• ancrages (espacement, dimensions)	☐	☐	☐	
• distance entre les barres et le béton à conserver	☐	☐	☐	
• propreté des armatures apparentes	☐	☐	☐	
Documents fournis par l'entrepreneur :				
• fiches descriptives des mélanges	☐	☐	☐	
• avis de conformité du coffrage	☐	☐	☐	
• avis attestant la conformité de l'étalement	☐	☐	☐	
• avis attestant la conformité de mise en place d'armature	☐	☐	☐	
• note de calcul des coffrages en porte-à-faux (dalles)	☐	☐	☐	
• avis de bétonnage (y compris séquence et mode de mise en place)	☐	☐	☐	
• certification du technicien ACI pour la vérification préalable	☐	☐	☐	

Figure 4.3-12 Aide-mémoire avant bétonnage

(Source : *Guide de surveillance – Chantiers d'infrastructures de transport*, édition 2023, annexe 16.)

Il ne faut pas non plus oublier de s'assurer de la mise en place adéquate des équipements de pont, tels que les drains, les joints de tabliers, les ancrages des poteaux en acier des glissières. Il faut également vérifier celle des conduits d'utilité publique et de tout autre élément à noyer dans le béton. Ces accessoires doivent être placés aux endroits prévus sur les plans et solidement fixés.

Dans le cas d'un bétonnage important, un ferrailleur devrait être présent ou disponible si un ajustement de dernière minute de l'armature s'avère nécessaire. De même, pour un ouvrage important pour lequel une interruption pourrait s'avérer critique, comme les tabliers en béton précontraint en place et les portiques, un entrepreneur pourrait avoir une pompe à béton de rechange disponible en cas de bris. Sans être en attente au chantier, cette pompe devrait être mobilisée au chantier relativement rapidement. Il faut toutefois mentionner que le CCDG n'exige pas formellement la mobilisation d'une pompe de rechange.

Afin d'éviter que le nombre d'ouvriers chargés de la mise en place du béton soit insuffisant par rapport aux travaux à réaliser, il faut y veiller à l'avance, compte tenu de l'élément de pont à bétonner et du taux prévu de mise en place du béton. Le rythme des livraisons de béton au chantier doit toujours être ajusté selon celui de la mise en place que les ouvriers peuvent soutenir. Un rythme de livraison trop élevé augmente le temps d'attente des camions au chantier, ce qui conduit à une diminution de la qualité du béton. À l'inverse, un rythme de livraison trop faible augmente les arrêts dans les opérations de mise en place du béton, ce qui peut conduire à la formation de démarcations dans la coulée ou de joints de construction non désirés. Les cadences minimales prévues au CCDG, dans le cas de certains éléments, visent à éviter autant que possible ces problèmes.

Une fois que le surveillant a effectué ces vérifications et les corrections apportées à sa satisfaction, le cas échéant, il remet à l'entrepreneur un avis écrit l'autorisant à procéder au bétonnage demandé dans l'avis de bétonnage. Précisons que, si un délai minimal de 24 heures avant la coulée est exigé pour l'avis de bétonnage fait par l'entrepreneur, aucun délai minimal n'est prévu pour la remise de l'autorisation de bétonnage par le surveillant.

Il faut finalement souligner que l'autorisation de procéder au bétonnage est le seul moyen pour le surveillant de s'assurer de la qualité des coffrages, des armatures et de tous les autres préparatifs requis avant le bétonnage. Un entrepreneur ne peut invoquer un préjudice parce qu'un surveillant exige le respect des exigences contractuelles du CCDG et refuse de donner son autorisation.

Le CCDG prévoit, dans la section sur le mode de paiement du béton, que l'entrepreneur qui décide de bétonner sans cette autorisation se voit imposer une pénalité équivalente au prix du béton coulé. C'est donc dire que le béton de l'ouvrage réalisé sans autorisation ne serait pas payé, en plus des frais qui pourraient être nécessaires, notamment pour faire des essais de validation (lorsque possible). L'ouvrage pourrait également être refusé, donc devoir être repris.

Les conséquences de ne pas donner l'autorisation de bétonnage à l'entrepreneur sont donc très grandes. Il faut cependant réaliser que de graves conséquences peuvent aussi survenir sur l'ouvrage si l'autorisation de bétonner n'est pas donnée et que le bétonnage débute ou se poursuit. Cela étant dit, en cas de mésentente avec l'entrepreneur sur la conformité des ouvrages avant le bétonnage ou de refus d'autorisation de la part du surveillant, ce dernier devrait le plus rapidement possible contacter le chargé d'activité du Ministère afin de déterminer la marche à suivre pour la suite des choses.

4.3.5.3 Joints de construction

Un joint de construction est défini comme l'interface entre deux bétonnages réalisés à des moments différents. Le CCDG utilise l'expression *joint de construction*, mais on peut aussi l'appeler *joint froid* ou *joint de coulée*.

Certains joints de construction sont prévus aux plans et doivent être effectués. Il s'agit, par exemple, de ceux situés entre une semelle de pile et son fût, entre une unité de fondation et le bloc d'assise d'un appareil d'appui, ou entre les parties d'une dalle reconstruite en phases. D'autres joints, optionnels, peuvent être prévus aux plans, comme ceux situés entre les béquilles d'un portique et la dalle.

Si les plans ne montrent pas de joints de construction ou ne prévoient pas la possibilité d'en réaliser un, ceux-ci sont de facto interdits et la coulée de l'ouvrage doit être réalisée de façon continue, sans interruption. Il est possible que l'entrepreneur demande alors, souvent afin de faciliter sa mise en œuvre, de pouvoir réaliser un joint de construction non prévu aux plans. Dans ces cas, il doit en faire la demande préalablement à l'avis de bétonnage, et cette demande doit être motivée au moyen de justifications claires et de croquis, au besoin. Le surveillant doit également consulter le concepteur avant d'autoriser un joint de construction non prévu aux plans.

Certains joints de construction peuvent être imprévus, tels ceux à réaliser à la suite d'un bris d'équipement. Dans ce cas, on utilise parfois l'expression *joint froid*. Idéalement, le surveillant devrait consulter le concepteur avant d'autoriser un tel joint en chantier; s'il ne peut lui parler à temps, il devra cependant le consulter afin de déterminer les mesures à prendre pour la reprise du bétonnage.

La poursuite du bétonnage à la suite d'un joint froid imprévu doit être établie avec le concepteur selon la section 7.10 du CCDG « Travaux défectueux ». Dans le cas d'un joint de construction imprévu pour lequel il n'a pas été possible de réaliser un joint horizontal selon les exigences du CCDG, notamment à cause de difficultés à accéder à l'intérieur d'un coffrage élancé, ni d'obtenir un joint horizontal de niveau et droit au moyen d'un chanfrein, et après avoir consulté le concepteur, les précautions suivantes devraient normalement être prises :

- enlever les coffrages au droit du niveau de la surface du béton durci;
- faire un trait de scie de 25 mm de profondeur sur toute la largeur de l'élément à bétonner;
- enlever le béton situé au-dessus du trait de scie sur une profondeur de 25 mm.

Notons que cette approche est valide si le joint froid est situé dans un endroit qui n'est pas structuralement dommageable. Après avoir consulté le concepteur, le surveillant peut juger qu'une démolition d'une partie de l'ouvrage est nécessaire avant la reprise du bétonnage.

Dans le cas du bétonnage des dalles, la section 4.3.5.5 « Mise en place du béton plastique » de ce chapitre donne plus de détails relatifs aux joints de construction.

Rappelons qu'il est interdit de plier les armatures au droit d'un joint de construction, comme cela a déjà été expliqué à la section traitant de la mise en place des armatures. Cette exigence du CCDG vise à ce que les armatures ne soient pas endommagées

Avant de procéder à la reprise du bétonnage de tout joint de construction, il faut vérifier que les précautions suivantes ont été prises :

- resserrer les coffrages au joint pour assurer leur étanchéité et ainsi éviter tout écoulement de laitance. Cette exigence permet de tenir compte du retrait de séchage du béton déjà en place;
- préparer les surfaces venant en contact avec le nouveau béton d'un joint horizontal, notamment le béton durci, les armatures et les coffrages, lorsque le CCDG l'exige. Cette préparation est alors faite au moyen d'un jet d'eau sous pression (15 MPa ou 2 250 lb/po^2) pour que la galvanisation des aciers d'armature ne soit pas endommagée. Selon le CCDG, cette exigence s'applique aussi aux joints verticaux : il faut alors procéder au traitement des surfaces avant de mettre en place les armatures et les coffrages de la phase suivante des travaux;
- dans le cas des surfaces ayant été traitées avec un matériau de cure formant membrane, comme l'exige l'article 15.4.3.5.9 c) du CCDG, préparer les surfaces au moyen d'un jet d'eau haute pression, de manière à retirer les traces du matériau de cure et à favoriser l'adhérence. Compte tenu de la précision précédente sur la galvanisation des barres d'armature, l'entrepreneur doit alors prendre soin d'éviter le plus possible d'endommager de manière excessive le revêtement des barres exposées;
- enlever toute éclaboussure de béton séché provenant d'un bétonnage précédent. Les éclaboussures séchées sur les coffrages ou les barres d'armature provenant d'un précédent bétonnage doivent être enlevées avant que le bétonnage suivant soit effectué. Cette exigence du CCDG vise l'obtention d'un bon lien entre les barres d'armature et le béton. Une bonne pratique consiste cependant à enlever au fur et à mesure, par brossage par exemple, les éclaboussures de béton plastique sur les coffrages et les armatures d'un bétonnage subséquent;
- humidifier les surfaces de béton âgées de plus de 14 jours.

Le CCDG ne précise pas de délai minimal avant la reprise du bétonnage lorsqu'un joint de construction est prévu. Les exigences précédentes, dont celle de la préparation des surfaces de contact, font cependant qu'il est difficile de reprendre le bétonnage de l'autre côté du joint dans un délai inférieur à 48 heures. En effet, le béton durci doit avoir atteint une résistance minimale avant de pouvoir être traité au jet d'eau sous pression, et le béton ainsi traité doit avoir séché en surface avant que puisse être donnée l'autorisation de bétonnage. Il est à noter que la reprise du bétonnage de l'autre côté du joint doit faire l'objet d'un avis d'au moins 24 heures avant le bétonnage.

Les joints de construction imprévus doivent être évités le plus possible, surtout dans le cas d'éléments fortement sollicités par le milieu ambiant, comme les unités de fondation au niveau de la zone de marnage, les dalles et les glissières. Il est donc important de bien planifier le bétonnage, comme cela est mentionné à la section 4.3.5.2 « Autorisation de bétonnage » de ce chapitre. Rappelons ici les points les plus importants : les équipements et les matériaux nécessaires à la mise en place du béton, les ouvertures temporaires dans les coffrages, le nombre d'ouvriers affectés au bétonnage, le rythme de livraison continu du béton au chantier et l'équipement de rechange en cas de bris.

L'entrepreneur doit également évaluer avec précision le volume de béton nécessaire tout en prévoyant un léger surplus pour éviter la formation d'un joint de construction à la toute fin des travaux. En effet, un dernier chargement imprévu peut prendre beaucoup de temps à parvenir au chantier, surtout si la centrale de dosage est éloignée.

Finalement, dans le cas du bétonnage de structures où un joint froid est difficilement admissible, voire inacceptable, comme les tabliers en béton précontraint en place et les portiques, il y a tout avantage à inciter l'entrepreneur à prévoir une centrale de remplacement en cas de bris à la centrale prévue au départ. Des indications quant à l'usine de remplacement sont données à l'article 15.4.1.1 « Béton » du CCDG.

Les joints de construction imprévus en cours de bétonnage sont aussi abordés à la section 4.3.5.5 « Mise en place du béton plastique » de ce chapitre.

4.3.5.4 Transport du béton plastique

Le transport du béton depuis le camion malaxeur jusqu'aux coffrages peut se faire de diverses manières. Le choix de la méthode de mise en place revient à l'entrepreneur pourvu que le surveillant en soit avisé, comme le mentionne la section 4.3.5.2 « Autorisation de bétonnage » de ce chapitre. Le matériel de transport choisi doit assurer une mise en place continue et suffisante du béton selon le rythme d'arrivée des camions malaxeurs au chantier. De plus, l'exigence du CCDG relative au déversement vertical du béton dans les coffrages vise à ce que soit respectée la distance maximale de 1,5 m mentionnée à la section 4.3.5.5 « Mise en place du béton plastique » de ce chapitre.

Le matériel employé pour le transport du béton ne doit pas déformer ni déplacer les coffrages et l'armature, ni leur transmettre des vibrations ou des chocs qui pourraient provoquer une ségrégation dans le béton plastique déjà en place. Il faut que le matériel de transport soit propre pour empêcher toute contamination du béton, mais il peut être préalablement humidifié pour que le béton ne soit pas asséché lors du transport initial; cette humidification est autorisée si l'eau ne ruisselle pas à l'intérieur des coffrages.

De plus, le matériel ne doit pas laisser échapper du béton ou de la laitance, ce qui pourrait salir les coffrages et les armatures situés à quelque distance du lieu du dépôt du béton. Pour ce faire, dans le cas d'une pompe à béton, l'extrémité de la ligne de pompage doit être munie d'un clapet de type « guillotine » ou d'un dispositif de fermeture pneumatique de type « étrangleur ». Notons qu'il est très laborieux d'enlever les éclaboussures lors du bétonnage, notamment en raison des difficultés à accéder à l'intérieur du coffrage et du fait que les ouvriers sont déjà affectés à d'autres tâches.

Les équipements généralement utilisés pour le transport du béton sont le camion malaxeur, la benne et la pompe à béton.

Camion malaxeur

Le moyen le plus simple pour transporter le béton jusqu'aux coffrages est le camion malaxeur, sans autre équipement additionnel que la goulotte qui y est intégrée. Cette méthode est possible si le camion malaxeur peut être positionné tout près des coffrages de manière à avoir accès à tous les points de déversement prévus.

Une goulotte est un conduit ouvert de forme semi-cylindrique et incliné servant à transporter le béton par gravité; mentionnons qu'une goulotte est aussi connue sous le terme familier de *dalle*. Une goulotte additionnelle peut donner accès aux points de déversement inaccessibles au camion malaxeur. Dans ce cas, il est important d'avoir suffisamment de goulottes ou de pouvoir aisément les déplacer pour que le béton puisse être déposé à moins de 1,5 m de sa position finale.

Les goulottes doivent être installées selon une pente suffisante pour que le béton glisse librement, sans recours à des pelles. Il est strictement interdit de fluidifier le béton au moyen d'un jet d'eau en vue de faciliter son écoulement; cet ajout d'eau augmente le rapport eau/liant du béton, ce qui nuit considérablement à sa durabilité. Il est toutefois généralement toléré que les goulottes soient mouillées avant le déversement du béton, ce qui assure un bon écoulement.

Benne

La benne est un godet dont la base est munie d'une porte à mâchoires; elle est généralement déplacée au moyen d'une grue. Elle donne accès à tout secteur de bétonnage libre d'obstacles, situés au-dessus et qui pourraient entraver le déplacement de la grue. Lorsqu'elle est utilisée, la benne sert souvent au bétonnage des éléments dans les cours d'eau, qui requièrent des barges pour l'accès.

Le béton est déposé dans la benne à partir du camion malaxeur. Une fois la benne rendue au-dessus du point de déversement, elle est vidée de son contenu grâce à une poignée qui ouvre la porte à mâchoires.

Pompe à béton

L'utilisation des pompes à béton est très répandue. Le béton est déversé depuis le camion malaxeur jusqu'à un réservoir placé à l'arrière de la pompe; il est ensuite poussé par des pistons à travers un réseau de conduits formant la ligne de pompage. Les plus petits modèles de pompes à béton peuvent être remorqués, et leurs conduits déplacés manuellement. Les pompes de plus forte capacité sont, quant à elles, intégrées au véhicule de transport; un bras hydraulique articulé, appelé *mât*, sert de support aux premières sections de la ligne de pompage.

Tout arrêt prolongé du bétonnage peut être très dommageable pour certains éléments comme les dalles de portique et les tabliers en béton précontraint. Comme ces arrêts sont souvent dus à un bris d'équipement, l'entrepreneur peut, dans certains cas, prévoir une pompe de rechange déjà sur le chantier ou pouvant être rapidement mobilisée. Bien que le surveillant doive encourager cette façon de faire, il ne doit pas payer l'entrepreneur pour l'inciter à agir dans ce sens, car la gestion du risque associé au bris de la pompe relève exclusivement de l'entrepreneur. Mentionnons que, pour les ouvrages d'envergure nécessitant une cadence élevée de mise en place, une deuxième pompe sur le site peut favoriser la poursuite sans délai du bétonnage plutôt que le déplacement de la première pompe.

Dans le cas des bétons de types V-S, XIII, XIV-C, XIV-R, XV et XVII, la pompe utilisée lors du bétonnage de l'ouvrage doit être équipée du même modèle de système de pompage et comporter un mât de distribution dont la longueur est inférieure ou égale à celle du mât utilisé lors de l'essai de convenance.

L'exigence du même modèle de système de pompage vise à ne pas induire d'effets de pression trop différents de celle qui a été appliquée au béton à l'essai de convenance. Il existe principalement deux modèles de systèmes de pompage : le S-tube et le Rock-valve. Le S-tube est généralement utilisé pour les pompes des marques Putzmeister et Alliance, tandis que le Rock-valve est employé sur les pompes de marque Schwing.

L'exigence du mât de longueur inférieure ou égale est basée sur le principe selon lequel le béton frais est particulièrement sensible à la chute verticale, et moins au déplacement latéral. En exigeant le recours à une pompe dont la hauteur est égale ou inférieure à celle de la pompe utilisée lors de l'essai de convenance, on s'assure que les effets négatifs sur le béton frais sont maximisés lors de cet essai. De plus, comme l'essai de convenance se déroule selon les conditions les plus défavorables (mât de la pompe à la verticale), le surveillant n'a pas à se préoccuper de la configuration du mât lors du bétonnage.

Afin de s'assurer que la dernière portion du mât de distribution de la pompe demeure pleine de béton durant le bétonnage et lors des arrêts de bétonnage (pour éviter que le béton tombe en chute libre et endommage le réseau d'air), l'entrepreneur doit installer les deux équipements suivants à la ligne de la pompe :

- une section réductrice d'au moins 20 % du diamètre à la fin de la ligne;
- un dispositif de fermeture (de type « guillotine » en bout de ligne ou de type « étrangleur » avant la section réductrice).

La section réductrice et le dispositif de fermeture doivent toujours être mis en place, quelles que soient les circonstances. Précisons que le CCDG exigeait, avant la version 2023, la présence d'une section en S, mais cette dernière n'est plus exigée.

Le dispositif de fermeture peut prendre la forme d'une simple plaque d'acier que l'on glisse dans une encoche faite près de l'extrémité de la ligne de pompage; on parle alors d'un dispositif de type « guillotine ». Il peut aussi s'agir d'un dispositif étrangleur, ou *air cuff* en anglais, qui prend la forme d'une bague, installée généralement avant la section réductrice sur une portion de tuyau flexible. Lorsqu'il est actionné, le dispositif étrangleur écrase la section flexible, stoppant ainsi le passage du béton. Ce type de dispositif doit être employé lorsque l'extrémité de la ligne de pompage n'est pas accessible, comme dans le cas du bétonnage d'une pile, d'une culée ou de pieux caissons.

Peu importe le type de dispositif de fermeture employé, précisons que celui-ci doit être du même type que celui qui a été employé pour l'essai de convenance. Ainsi, si l'essai de convenance a été réalisé avec le dispositif étrangleur, le bétonnage doit être réalisé avec ce même équipement.

Depuis quelques années, on voit aussi parfois, lors de certains pompages, un tuyau flexible plat, ou *lay flat hose* en anglais. Cet équipement consiste en une section flexible de ligne qui est ajoutée à la toute fin de la ligne de pompage, après la section réductrice, et qui permet de limiter la hauteur de la chute libre. Lorsque le tuyau n'est pas rempli de béton, ses parois sont repliées sur elles-mêmes. Lorsque du béton s'écoule dans la ligne et atteint le tuyau, ce dernier s'ouvre pour le laisser passer, mais sa flexibilité l'empêche de s'écouler en bloc. Le béton coule alors tranquillement vers le bas du tuyau, retenu par ses parois. Ce tuyau flexible peut donc être utile lorsque le béton est coulé dans des éléments élancés contenant une armature importante puisqu'il permet de descendre la ligne plus facilement à l'intérieur des coffrages.

Cet élément peut donc être toléré avec le pompage, même s'il n'est pas précisément exigé dans le CCDG. Cependant, il est essentiel de l'avoir installé à l'essai de convenance pour qu'il puisse être utilisé lors du bétonnage. Il ne peut remplacer la section réductrice qui doit toujours être en place.

Pompage du béton

Les mélanges de béton utilisés pour les ouvrages du Ministère doivent se conformer à certaines exigences minimales visant à assurer une bonne résistance et une bonne durabilité. Rien ne garantit toutefois qu'un mélange conforme à ces exigences puisse se mettre en place au moyen d'une pompe à béton, les principaux paramètres influençant le pompage étant le béton lui-même, la capacité de la pompe et le diamètre de la ligne de pompage. Puisque le choix du matériel utilisé pour le transport du béton relève de l'entrepreneur, il est de sa responsabilité d'établir les proportions du mélange de béton de façon à répondre aux exigences rhéologiques nécessaires à sa mise en œuvre. La rhéologie du béton renvoie à ses propriétés d'écoulement, notamment à sa viscosité.

Mentionnons que l'essai d'affaissement à lui seul ne permet pas de conclure qu'un béton peut être pompé ou non ou qu'il demeurera stable lors de ce pompage. Un mélange de béton qui ne peut pas être pompé peut présenter une valeur d'affaissement identique et même supérieure à celle d'un autre mélange qui, lui, peut être pompé sans difficulté. Le fournisseur doit donc analyser la rhéologie du béton pour s'assurer que le mélange peut être pompé.

Un béton que l'on désire transporter au moyen d'une pompe à béton doit contenir suffisamment de pâte et rester stable sous pression. Un mélange contenant trop peu de pâte ou des granulats trop anguleux engendre une importante friction sur les parois des conduits de pompage; si cette friction dépasse la force appliquée au béton par le piston de la pompe, le béton ne peut pas être pompé.

Bien qu'il puisse aussi être impossible de pomper un béton fluide à cause de problèmes de ségrégation, ce problème ne s'applique généralement pas aux bétons de type XIII, aux bétons autoplaçants (de types XIV-C, XIV-R et XIV-S), aux bétons antilessivage (de type XV) ou aux bétons semi-autoplaçants (de type XVII), malgré leur fluidité élevée. En effet, le béton de type XIII est un béton riche en liant, et les bétons autoplaçants et antilessivage contiennent des agents colloïdaux qui permettent d'éviter ces problèmes.

Il est important de souligner qu'un béton qui peut être pompé au moyen d'une ligne de pompage donnée peut ne plus l'être si la ligne est modifiée. Ainsi, un mélange de béton pouvant être pompé le long d'une ligne de 30 m de longueur à l'horizontale peut devenir impossible à pomper si on ajoute un coude à 90° ou une section droite additionnelle de 10 m à la ligne de pompage ou qu'on remplace des sections de conduites rigides par des sections souples. En effet, ces changements de configuration, ou tout autre ajout, comme une section réductrice, peuvent augmenter la friction totale de la ligne de pompage au-delà de la capacité de la pompe. Il faut donc analyser les problèmes liés au pompage en tenant compte de la pompe utilisée et de la configuration de la ligne de pompage, mais aussi du mélange de béton.

Pour plus de détails concernant la stabilité du mélange lors du pompage, notamment la stabilité du réseau d'air, la partie « Essai de convenance » de la section 4.2 « Assurance de la qualité » de ce chapitre peut être consultée.

Trémie

La trémie est un récipient en forme d'entonnoir muni d'un tuyau à sa base qui permet de faire descendre le béton dans l'ouvrage par gravité. La trémie est normalement employée en combinaison avec un des trois équipements décrits précédemment (camion malaxeur, benne ou pompe à béton) pour le transport du béton jusqu'au récipient.

Le devis spécial encadre l'utilisation de la trémie pour les bétonnages hors de l'eau, car cet outil doit être utilisé avec précaution. Il faut effectivement considérer que la chute du béton dans le tuyau (rigide) de la trémie constitue une chute libre puisque celle-ci s'effectue de manière gravitaire et sans retenue. De plus, ce tuyau est souvent d'un diamètre plus important que ce qui est normalement observé avec ceux utilisés lors du pompage et il ne comporte pas de section réductrice, ce qui accentue le phénomène. Il faut donc respecter dans ces cas la hauteur de chute libre maximale du CCDG (1,5 m) entre la base du récipient de la trémie et le fond du bétonnage.

Le devis spécial permet toutefois l'utilisation de la trémie hors de l'eau lorsque le tuyau sous le récipient est constitué d'un boyau flexible plat. Dans ce cas, comme décrit précédemment pour le pompage, la chute du béton est freinée par l'ouverture du boyau, ce qui minimise son impact. Le devis demande cependant dans ces cas d'effectuer un essai de convenance, qu'il y ait utilisation d'une pompe ou non, pour mesurer l'impact de l'utilisation de cet équipement sur le réseau d'air du béton.

4.3.5.5 Mise en place du béton plastique

Lorsqu'une pompe à béton est utilisée pour mettre en place du béton, l'entrepreneur lubrifie fréquemment les conduits de la pompe au moyen de mortier avant de procéder au bétonnage comme tel. Cette façon de procéder peut faciliter le pompage et n'est pas interdite, puisqu'elle évite la ségrégation du béton en début de bétonnage. Il faut cependant prendre soin de ne pas envoyer le mortier ressortant à l'extrémité de la pompe (et le premier 0,5 m^3 de béton) dans les coffrages, puisque les propriétés de celui-ci sont trop différentes des propriétés du béton à mettre en place.

Il faut mettre en place le béton plastique dans les coffrages en couches successives d'une épaisseur maximale de 500 mm afin d'éviter la ségrégation dans chaque couche et de favoriser une vibration adéquate. Il est fréquent, dans les éléments comme les culées et les murs, de constater des démarcations entre les différentes levées lors du décoffrage.

Ces démarcations de coulées sont bien souvent liées à des épaisseurs de levées trop importantes; en effet, lorsque les levées dépassent 500 mm, les ouvriers qui effectuent la vibration ne peuvent pas facilement plonger la tige du vibrateur jusque dans la levée inférieure pour bien unir ces deux levées, comme nous le verrons dans la section consacrée à la vibration du béton.

L'épaisseur maximale des levées doit être respectée, sauf dans le cas des bétons de types XIV-R et XIV-C, ces derniers n'étant pas vibrés. La limitation de l'épaisseur des couches permet aussi de diminuer les risques de créer des joints froids entre les couches successives, puisque la cadence de mise en place des différentes couches s'en trouve accélérée.

Il ne faut pas que la hauteur de la chute libre du béton dans un coffrage dépasse 1,5 m afin d'empêcher la ségrégation du béton. Cette exigence du CCDG s'applique à la sortie de l'équipement utilisé pour le transport du béton, y compris au tuyau de descente à l'intérieur du coffrage lorsqu'une pompe est employée (voir la figure 4.3-13, qui illustre le phénomène).

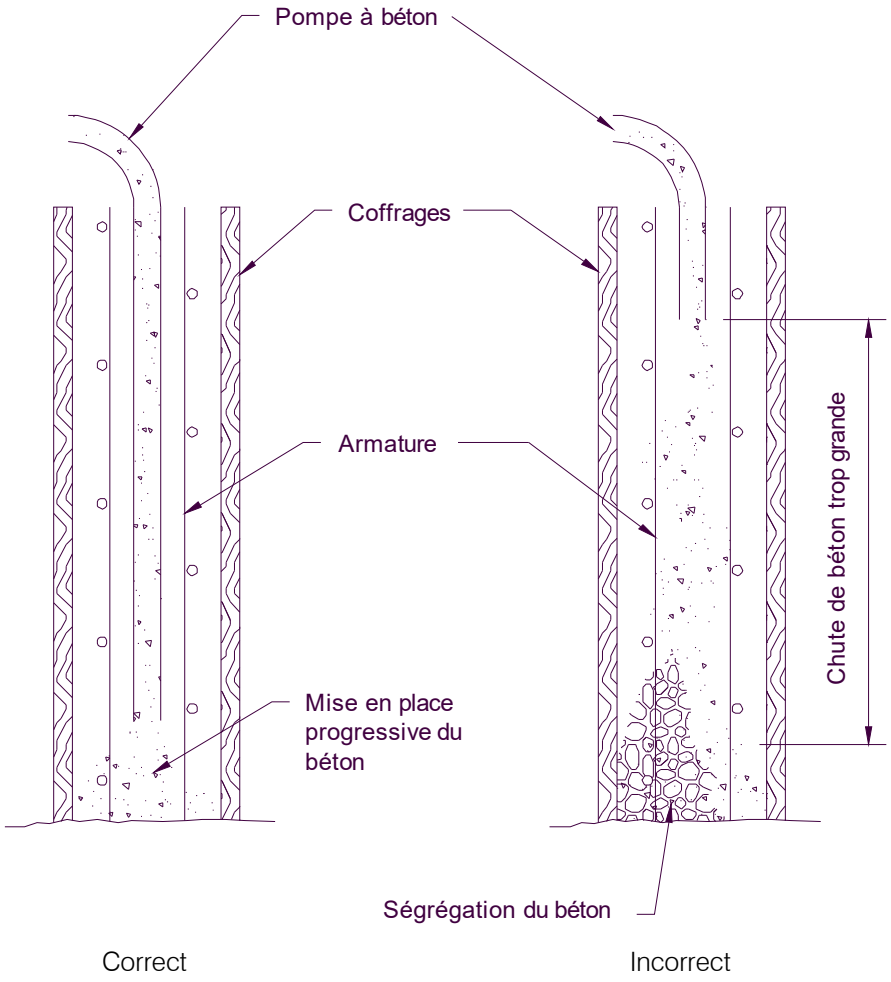


Figure 4.3-13 Bétonnage d'un élément élancé

À noter que, lorsqu'une pompe est utilisée, il est généralement possible de descendre la ligne de pompage dans les coffrages afin de respecter la hauteur de chute libre maximale de 1,5 m. L'extrémité de la ligne de pompage doit alors présenter une configuration semblable à ce qui a été employé à l'essai de convenance. Il n'est toutefois pas possible d'employer des sections de tuyau indépendantes de la ligne de pompage dans les coffrages pour y glisser le béton, car le béton y serait alors en chute libre. En effet, lorsque la ligne de pompage descend verticalement dans les coffrages, celle-ci demeure en général chargée de béton à cause notamment de la section réductrice. De plus, même si des phénomènes de succion peuvent se créer dans la ligne de la pompe et influencer le réseau d'air, l'influence de ceux-ci a été vérifiée lors de l'essai de convenance. Si, à la sortie du pompage, le béton est à nouveau déversé dans un tuyau vertical non pressurisé (de type trémie), la hauteur de ce tuyau équivaut à une chute libre. Il est alors possible d'exercer une influence nuisible, au-delà de ce qui a été validé à l'essai de convenance, sur les caractéristiques du béton. La section précédente sur la trémie peut être consultée pour plus de détails.

Il ne faut pas que le déplacement latéral du béton dans un coffrage dépasse 1,5 m afin d'empêcher sa ségrégation, sauf dans le cas des bétons de types XIV-R et XIV-C. En effet, il est facile, lors du déplacement du béton au moyen d'un râteau, d'un vibrateur ou d'un autre outil, de ne déplacer que les gros granulats du mélange. Il s'ensuit alors un déséquilibre dans la proportion des granulats.

Pour les bétons autoplaçants de types XIV-R et XIV-C seulement, le CCDG limite leur déplacement à une distance de 10 m plutôt que 1,5 m, car leur rhéologie autorise leur déplacement sur de longues distances dans les coffrages sans qu'ils subissent de ségrégation. Rappelons que l'exigence du placement en couches successives de 500 mm ne s'applique pas non plus à ces bétons. Ils sont cependant soumis aux mêmes limites que tous les autres en ce qui concerne les hauteurs de la chute libre.

Dans le cas de certains coffrages utilisés pour une réparation, il peut être impossible de descendre l'extrémité de la pompe à l'intérieur du coffrage à partir de l'ouverture supérieure de ce dernier, étant donné le manque d'espace. Afin d'éviter une hauteur de chute du béton trop grande, il faut utiliser les ouvertures temporaires pratiquées à cet effet lors de la mise en place des coffrages. Ces ouvertures temporaires, lorsqu'elles sont bien disposées, permettent également de respecter la valeur maximale permise pour le déplacement latéral du béton. Les ouvertures doivent être bloquées au niveau des coffrages environnants au fur et à mesure du bétonnage; cette précaution permet d'éviter de marquer les surfaces de béton.

Délai de mise en place

Le CCDG fixe le délai maximal entre le gâchage à l'usine et le déchargement complet du béton (donc sa mise en place) à 120 minutes. Le CCDG ouvre cependant la possibilité d'augmenter cette limite de 120 minutes avant le déchargement à certaines conditions. Ainsi, la pertinence d'une telle modification doit être non seulement démontrée par l'entrepreneur (par exemple, par des difficultés d'approvisionnement), mais surtout approuvée par le surveillant. Cette approbation doit être planifiée au moment de la tenue des réunions de chantier ou autre, car la formule de mélange doit être prévue en conséquence, de même que l'essai de convenance, s'il y a lieu. Ainsi, un entrepreneur ne peut demander une prolongation du délai de 120 minutes au moment du bétonnage en raison de la simple présence de retardateur de prise dans le mélange de béton utilisé.

Lorsque le bétonnage doit être interrompu de façon imprévue, ce qui peut se produire, par exemple, lorsqu'un bris survient à l'usine de malaxage du béton, la surface exposée de béton plastique devrait être maintenue humide en tout temps et être protégée des rayons du soleil pour éviter de trop chauffer. Tant que le temps écoulé depuis le gâchage de ce béton est inférieur à 120 minutes, la reprise du bétonnage peut se faire sans autre formalité. Cependant, passé ce délai, un vibrateur léger devrait être foncé dans le béton toutes les 15 minutes. Le vibrateur doit être en mesure de s'enfoncer facilement sous son propre poids dans le béton frais; si la reprise du bétonnage est possible alors que la surface du béton est toujours plastique, il sera possible de poursuivre le bétonnage en prenant soin de bien vibrer l'interface entre les deux bétons. Il est possible que des vérifications supplémentaires doivent être réalisées lors du décoffrage, notamment un carottage ou une observation soignée de la surface du béton; le surveillant peut consulter le concepteur en cas de doutes.

Par contre, si l'enfoncement du vibrateur commence à démontrer des indices de durcissement de la surface du béton frais, le bétonnage devrait être interrompu de manière définitive, et un joint de construction doit être immédiatement réalisé selon les exigences du CCDG, pendant que la malléabilité du béton le permet encore. La reprise du bétonnage devra alors être traitée selon les conditions de l'article 7.10, « Travaux défectueux », du CCDG.

Pluie

Les exigences relatives à l'interdiction du bétonnage sous la pluie s'appliquent au bétonnage d'une dalle, d'un trottoir ou d'une piste cyclable en surépaisseur au-dessus d'une dalle. Comme il est en général plus facile de protéger efficacement contre la pluie les surfaces exposées des autres ouvrages, le CCDG n'y interdit pas le bétonnage. Il exige cependant que l'entrepreneur évite l'accumulation d'eau à la surface du béton en cours de bétonnage (ce qui peut survenir lors d'orages, par exemple) et protège la surface du béton de tout apport d'eau pendant la finition jusqu'à ce que la cure débute. Ainsi, si un faible apport d'eau de pluie peut être toléré pendant le bétonnage, puisque cette eau sera répartie dans la masse du béton, le surveillant doit être particulièrement vigilant, une fois la coulée terminée, pour éviter l'apport d'eau, qui serait alors concentrée à la surface et mélangée au béton lors des opérations de finition. Il en résulterait un béton de surface peu durable, susceptible d'être vulnérable à l'écaillage de surface.

Avant le bétonnage des dalles, des trottoirs ou des pistes cyclables, le surveillant devrait s'assurer que les probabilités de pluie sur le site des travaux sont très faibles, voire inexistantes, pendant la durée du bétonnage. Compte tenu de la difficulté d'arrêter le bétonnage d'une dalle au bon endroit et des réticences de l'entrepreneur à cesser les travaux à cause des coûts importants qui y sont associés, il faut éviter, par exemple, d'entreprendre les travaux lorsque les conditions météorologiques sont instables et que des possibilités d'orage sont prévues, comme c'est souvent le cas en période estivale.

Bien que le CCDG interdise de commencer le bétonnage d'une dalle lorsqu'il pleut, il est toujours possible, malgré une bonne préparation, qu'une pluie soudaine survienne en cours de bétonnage. Si cela se produit, il faut immédiatement cesser toutes les opérations, de préférence avant même que la pluie ne débute. En effet, puisqu'il est assez rare de ne pas prévoir un orage ou une averse, on devrait normalement avoir le temps de procéder à la finition du béton déjà déposé sur les coffrages et de protéger le béton plastique avant que la pluie ne commence. Pour ce faire, lorsque les conditions météorologiques sont incertaines, il est recommandé de réduire le plus possible la largeur de béton plastique devant l'équipement de finition et de faire la finition du béton immédiatement à l'arrière de celui-ci.

Il faut attendre la fin de la pluie avant de reprendre les travaux. Si celle-ci semble vouloir persister, il faut suspendre définitivement les travaux et renvoyer tous les camions en attente. Après entente écrite avec l'entrepreneur, il est cependant possible de poursuivre le bétonnage malgré la pluie si les conditions suivantes sont respectées :

- l'équipement de finition est levé de 5 mm;
- le bétonnage est poursuivi pour vider tous les camions en attente. Il doit cependant être interrompu au premier joint de construction rencontré, selon la séquence de bétonnage prévue aux plans, même s'il reste encore des camions en attente. Ces derniers doivent alors être renvoyés;

– après la fin de la cure du béton de la dalle, il faut enlever par meulage la surépaisseur de 5 mm, puisque ce béton est de mauvaise qualité.

Lorsque les conditions météorologiques deviennent incertaines en cours de bétonnage, il est prudent de faire la cure, dès que possible, au moyen de toiles absorbantes pour protéger le béton plastique en cas de pluie imprévue. Il est généralement possible de mettre en place les toiles absorbantes immédiatement après la finition du béton; si cette opération est faite avec très grand soin, la surface de béton ne sera pas marquée indûment par les toiles.

Si l'entrepreneur doit interrompre le bétonnage d'une dalle d'un pont de plus d'une travée à cause de la pluie, un joint de construction d'urgence doit être fait, de préférence à l'un des emplacements prévus à la séquence de bétonnage des plans.

Le joint de construction d'urgence est réalisé selon une ligne droite suivant le sens du biais du pont (parallèlement à l'axe des appuis sur les unités de fondation) et à la verticale au moyen de tiges de support en mousse de polystyrène et de pièces de bois. Ces matériaux doivent être disponibles sur le chantier avant le début du bétonnage. Si un joint de construction d'urgence est réalisé par le seul dépôt de pièces de bois sur le dessus des armatures de la dalle, il faut démolir le béton friable et peu résistant sous celles-ci au moyen d'un marteau pneumatique manuel de 7 kg avant de poursuivre les travaux. Il ne faut effectuer cette démolition qu'après la fin de la période de cure de 7 jours afin d'éviter d'endommager le béton à conserver.

Dans le cas particulier de la dalle d'un portique ou d'un tablier en béton précontraint par post-tension, le bétonnage ne peut pas être interrompu, même si une pluie survient, car les joints froids doivent être évités dans ces éléments; les trois conditions mentionnées précédemment en ce qui a trait à la poursuite du bétonnage doivent alors être prises en compte.

S'il n'a pas été possible de faire un joint de construction d'urgence à l'emplacement prévu sur les plans et selon les recommandations précédentes, le surveillant doit consulter le concepteur pour déterminer les mesures à prendre en vue de la reprise du bétonnage d'une dalle.

Précisons que toutes les mesures présentées ci-dessus, prévues en cas de pluie, peuvent aussi s'appliquer aux chutes de neige lors d'un bétonnage de dalle par temps froid au moyen d'un abri de type 3 ou 4.

Coffrages et étaiement

Il faut effectuer une inspection ponctuelle des coffrages et de l'étaiement lors du bétonnage pour déceler d'éventuels signes de faiblesse, comme des bombements, des tassements ou des déformations. Tout signe de faiblesse doit immédiatement être pris en compte par l'entrepreneur, et les correctifs appropriés doivent être rapidement mis en place. Si le problème est important, le bétonnage doit être interrompu jusqu'à ce que les mesures correctives aient été prises par l'entrepreneur.

L'affaissement d'un étaiement devrait être surveillé lors de la mise en place du béton. Cet affaissement peut être mesuré au moyen de baguettes de contrôle placées à quelques endroits stratégiques, comme les centres de travées; la figure 4.3-14 illustre une façon d'utiliser ces baguettes. Si l'entrepreneur dispose d'un mesureur laser, il est également possible au moyen de

repères fixes placés au sol et sous l'étaiement de mesurer périodiquement la distance entre ces deux points pour vérifier l'affaissement. Si un écart important par rapport aux déflexions calculées est constaté, le bétonnage devrait être interrompu jusqu'à ce que la source de cet écart soit identifiée.

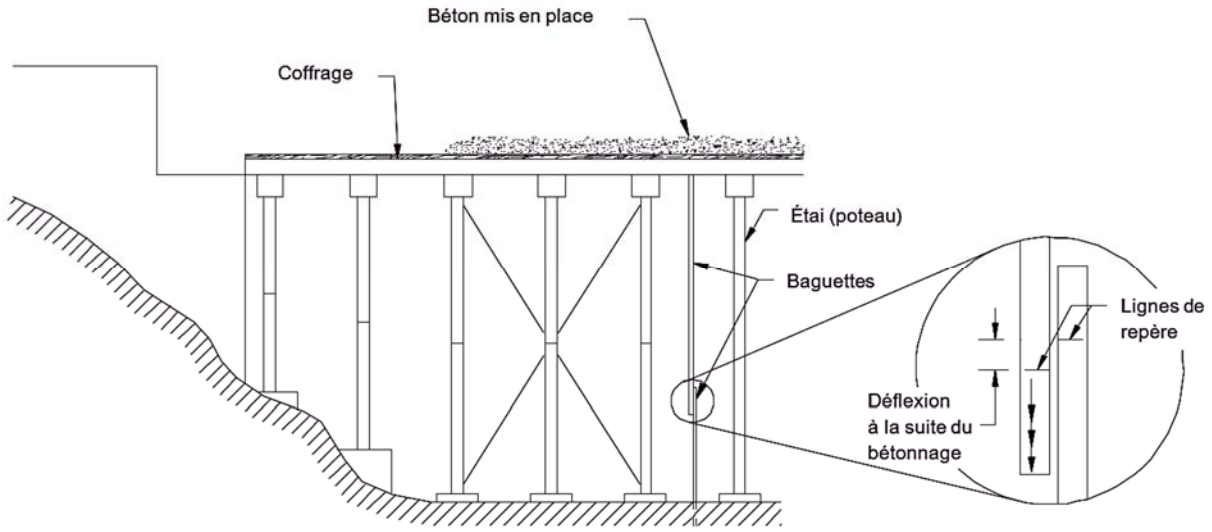


Figure 4.3-14 Contrôle de déflexion d'un étaiement lors du bétonnage d'un tablier

4.3.5.6 Mise en place du béton plastique des dalles

La construction de la dalle marque une étape importante dans la réalisation d'un pont, parce qu'il s'agit de l'élément de pont le plus affecté par la circulation et l'environnement.

En effet, l'entretien des dalles est le poste budgétaire le plus important au chapitre de l'entretien des structures, d'où l'importance d'utiliser au maximum les matériaux ayant une bonne durabilité tels que le béton et l'acier d'armature galvanisé. Ces matériaux à eux seuls ne suffisant pas à assurer la durabilité des dalles, il faut aussi qu'ils soient mis en place correctement, de façon à remplir pleinement leur rôle.

Les dalles servent à supporter les charges routières et, dans le cas d'un pont à poutres, à les transférer au système structural que sont celles-ci. De plus, les dalles doivent être sécuritaires et confortables pour les usagers. Le confort de roulement constitue en effet le critère principal dont se servent les usagers pour évaluer la qualité d'un pont. Il faut donc veiller à ce que les profils transversal et longitudinal du dessus du béton de la dalle soient conformes aux plans et non pas soumis aux aléas des imperfections de nivellement des poutres. Le respect du profil longitudinal permet également d'harmoniser parfaitement le pont avec la route sur laquelle il est situé.

Puisque la dalle sur poutres d'un pont est un élément de béton mince qui doit être construit à l'intérieur de tolérances dimensionnelles serrées et selon des profils précis, sa construction exige de la part des intervenants des connaissances particulières qui ne sont pas habituellement requises pour la construction des autres éléments du pont.

Le surveillant devrait toujours organiser une rencontre regroupant tous les intervenants concernés afin de s'assurer qu'ils comprennent bien chacune des exigences techniques relatives à la construction des dalles. Cette rencontre est aussi l'occasion idéale pour que l'entrepreneur expose les méthodes de travail qu'il veut privilégier à chacune des étapes des travaux. Il est préférable de tenir cette rencontre suffisamment longtemps avant la construction de la dalle afin de donner à l'entrepreneur le temps de s'y préparer adéquatement et, au besoin, de permettre à l'ensemble des intervenants d'harmoniser leurs attentes.

Le surveillant ne doit pas hésiter à consulter un ingénieur spécialiste en structures pour les étapes de mise en œuvre de toute dalle ayant des caractéristiques particulières, notamment celles présentant :

- une transition bombement-dévers;
- un profil transversal en bombement ayant un point haut situé sur une ligne longitudinale non parallèle aux côtés extérieurs d'un pont;
- un point bas transversal situé au droit d'une glissière médiane;
- un profil transversal de largeur variable ou un tablier à bétonner en une seule phase dont la largeur est supérieure à 20 m.

Pontage

Il faut procéder à la mise en place du pontage avant celle des coffrages d'une dalle sur poutres à construire au-dessus de voies de circulation sous un nouvel ouvrage ou pour une reconstruction de dalle sur poutres existantes. Dans le cas de la construction d'une dalle sur poutres neuves (pont ou tablier neufs), l'entrepreneur doit placer un pontage entre les poutres vis-à-vis des voies de circulation (routières, piétonnes, cyclables, ferroviaires et autres) sous l'ouvrage, incluant leurs accotements, afin que les usagers de la route soient protégés de toute chute d'objet, de débris, de béton frais, etc. Le pontage, lorsqu'en place, sert aussi de plate-forme de travail pour les ouvriers chargés de la mise en place et de l'enlèvement des coffrages de la dalle. Précisons que le pontage n'est pas obligatoire au-dessus des porte-à-faux de rive du pont en raison des difficultés de son installation. Par contre, l'absence d'une section de pontage sous le coffrage du porte-à-faux de la dalle à bétonner ne dégage pas l'entrepreneur de l'obligation de prendre d'autres mesures de protection (ex. : entrave à la circulation) afin de garantir la sécurité des travailleurs et des usagers de la route qui pourraient être à proximité sous cet ouvrage.

Le pontage associé à la reconstruction d'une dalle est traité à la section 1.2.1 « Démolition complète » de ce manuel puisqu'il faut, dans ce cas, mettre en place le pontage avant de commencer la démolition de la dalle. L'entrepreneur doit respecter les exigences générales de la section 6.6.1, « Plans fournis par l'entrepreneur », du CCDG pour la remise du plan de pontage, y compris celle relative au délai minimal de deux semaines que le Ministère s'accorde pour étudier les plans qui doivent être en format PDF/A. La conception du plan de pontage doit répondre aux exigences de l'article 15.4.3.5.6 *a*), « Pontage », du CCDG.

Une fois le pontage construit, un ingénieur nommé par l'entrepreneur doit l'inspecter directement sur place, s'assurer de sa conformité et signer l'avis écrit de conformité qu'il doit remettre au surveillant. L'ingénieur ne peut pas déléguer cette activité à une autre personne non-ingénieure, comme au contremaître des travaux, par exemple, car le Ministère exige que cette inspection soit faite par un ingénieur compte tenu des conséquences graves qui peuvent découler d'un vice de construction sur cet ouvrage temporaire.

Mentionnons que le surveillant doit tenir compte de la gestion de la circulation, notamment lors de la construction du pontage, de l'installation des coffrages au-dessus des porte-à-faux de rives et du bétonnage de la dalle.

Rails de roulement

L'équipement de finition se déplace sur des rails de roulement, décrits dans le CCDG.

Les rails doivent se prolonger sur les approches du pont, ou d'une partie de pont dans le cas de plusieurs bétonnages successifs, pour que l'équipement de finition ait accès aux extrémités de dalle. Pour ce faire, l'entrepreneur doit construire, au besoin, un système de support, tel qu'un échafaudage ou un remblai temporaire (plus rare). Il est cependant très fréquent, dans le cas de nouvelles constructions de culées avec des murs en retour, que l'entrepreneur se serve de ces murs pour supporter et prolonger les rails afin que l'équipement de finition ait accès à leurs approches. La longueur de ces approches doit être suffisante pour que l'équipement de finition soit entièrement à l'extérieur de la surface à bétonner; il est d'usage de l'augmenter pour y déposer aussi les deux plates-formes de travail. Les rails de roulement doivent dépasser chacune des extrémités de dalle ou partie de dalle à bétonner d'au moins 3 mètres, conformément aux exigences du CCDG. En milieu fortement urbanisé, il peut être impossible de prolonger les rails sur les approches, compte tenu, par exemple, de la grande proximité d'une rue transversale qui doit être maintenue ouverte à la circulation. Dans ce cas, les plates-formes de travail sont déposées sur les rails de roulement après le début du bétonnage à l'aide d'une grue ou d'un équipement de levage.

Les rails sont déposés sur des supports ajustables en hauteur. Ces supports sont composés de 3 parties : une tige filetée, un berceau soudé sur le dessus de la tige pour recevoir le rail de roulement et un écrou vissé à la tige filetée pour ajuster la hauteur du rail. Dans le cas où la finition est effectuée au moyen d'une finisseuse automotrice pour les ponts sans partie courbe, un deuxième écrou devrait être vissé à la tige filetée pour assurer que les supports ajustables sont fixés solidement aux coffrages (sous la lisse de bois supportant le rail) et ainsi empêcher leur soulèvement lors du passage de l'équipement. La fixation des supports aux coffrages, comme l'exige l'article 15.4.3.5.6 b) du CCDG, a pour but de garantir un bon profil de dalle. Pour les mêmes raisons, les rails doivent aussi être fixés aux supports d'acier lors du passage de la finisseuse automotrice. Une bonne pratique consiste à employer des collets métalliques minces, récupérables et ajustables, pour serrer chaque rail contre ses supports. Ces collets s'apparentent à ceux servant à joindre des conduits de plomberie et n'obstruent pas le libre déplacement des roues de la finisseuse automotrice sur les rails.

Le CCDG précise les distances à respecter entre ces supports. Il est conseillé d'en placer un sous chaque assemblage imbriqué (mâle-femelle) des tubes afin de le solidifier. Il est facile de procéder ainsi, puisque la longueur des tubes (12 pi) est un multiple de la distance exigée entre chaque support (3 ou 4 pi, selon l'équipement).

L'emplacement des rails est spécifié dans le devis spécial. Ils sont généralement situés à l'arrière du chasse-roue ou de la glissière en béton. Leurs supports sont alors déposés sur une lisse en bois. Il faut forer un trou dans la lisse pour insérer la partie de la tige filetée située sous l'écrou et y fixer un second écrou sous celle-ci lorsque le CCDG exige de ne pas avoir de soulèvement des rails. Il est aussi conseillé d'ajouter une rondelle en acier entre le dessus de la lisse de bois et le dessous de l'écrou pour éviter que le support s'enfonce graduellement dans la lisse de bois sous le passage répété de l'équipement de finition.

Bien que les rails soient généralement situés à l'arrière du chasse-roue ou de la glissière en béton, le devis spécial peut exiger de placer le rail sur une poutre. En effet, lorsque la poutre de rive d'un pont est située sous un trottoir ou une piste cyclable en surépaisseur au-dessus d'une dalle, le devis permet habituellement d'installer le rail sur cette poutre plutôt qu'à l'arrière du dispositif de retenue; cette façon de procéder facilite les travaux de l'entrepreneur tout en ne compromettant pas la durabilité de la dalle. Puisque le rail se situe au-dessus du niveau des armatures du trottoir ou de la piste cyclable et que ses supports sont relativement longs, ils doivent être solidifiés pour résister aux charges latérales.

Lorsque le devis spécial exige de placer le rail sur une poutre, même si cette dernière est située sous la voie carrossable, le surveillant ne doit pas autoriser l'installation du rail sur le coffrage en porte-à-faux, car la poutre de rive n'a probablement pas la capacité de résister aux charges de construction (torsion et déversement). Il ne faut pas oublier d'ajouter, dans ce cas, un manchon en plastique autour du support du rail pour éviter d'avoir du béton au-dessus de l'écrou du support; cette précaution s'impose pour que le support puisse être enlevé après le durcissement du béton.

Lorsque le rail se trouve sur une poutre, il faut souder une série de tubes en acier (manchon) aux goujons d'une poutre d'acier ou aux étriers d'une poutre en béton afin d'y insérer les supports du rail. Dans le cas d'un pont avec poutres d'acier, il est très important de ne pas souder les tubes directement sur le dessus de la poutre; cette exigence du CCDG vise à éviter des amorces de fissuration dans l'acier des poutres. C'est également pour cette raison que le CCDG exige qu'aucune de ces soudures ne soit à moins de 25 mm du dessus d'une poutre d'acier. Le dessus des tubes d'acier (manchons) doit se situer sous les armatures supérieures de la dalle de façon à respecter l'enrobage de béton exigé aux plans. Pour les cas où ces tubes sont fixés dans une portion de dalle devant être recouverte d'un trottoir ou d'une piste cyclable en surépaisseur, ceux-ci doivent alors être installés (ou coupés à la meule) de manière à obtenir un enrobage minimal de 125 mm sous le dessus de ces éléments.

Dans le cas d'un trottoir ou d'une piste cyclable en surépaisseur au-dessus d'une dalle située au-dessus d'une poutre en acier qui n'a pas de goujons, et à moins d'une indication contraire, le devis spécial exige habituellement que les rails soient situés à l'arrière du dispositif de retenue. En effet, il peut être impossible d'ajouter des goujons en raison de l'impact sur la capacité des poutres (effet de fatigue). Le surveillant doit consulter le concepteur avant de permettre à l'entrepreneur d'ajouter des goujons sur des poutres existantes.

Lorsque les travaux sont réalisés en phases, le rail attenant à une autre phase de travaux doit être placé immédiatement à l'extérieur de la phase de dalle à bétonner. Pour un nouveau pont ou un tablier neuf, il faut placer le rail sur la partie de pont à bétonner pour tenir compte de la perte de cambrure des poutres lors du bétonnage (voir le CCDG).

Pour une reconstruction de dalle sur des poutres existantes, le rail est parfois déposé sur le bord de la dalle non démolie de la phase de travaux à venir ou sur le bord de la dalle neuve de la phase de travaux déjà réalisée. Cette situation est en général acceptable, car les contreventements existants à conserver empêchent le libre déplacement des poutres existantes, qui sont interreliées. La poutre à bétonner, attenante à la dalle où est déposé le rail, a tendance à moins remonter (gain de cambrure) lors de la démolition de la phase de la dalle. Cette poutre devrait donc montrer moins de perte de cambrure au bétonnage que les poutres adjacentes de la même phase que celle à bétonner.

Dans ce cas, il faut installer le rail placé sur le béton existant en ne tenant compte d'aucune ou de très peu de perte de cambrure, tandis qu'il faut prendre en compte la perte de cambrure des poutres pour installer le rail opposé, placé sur la partie (phase) de pont à bétonner, comme cela a été expliqué plus haut. Lorsqu'il s'agit d'une dalle existante, à démolir dans une phase ultérieure, l'entrepreneur peut forer des trous de faible profondeur dans le béton afin d'y insérer temporairement les supports du rail, mais il ne doit pas le faire dans le cas d'une dalle neuve.

Compte tenu des restrictions d'espace courantes entre les phases, il faut s'assurer d'avoir une distance suffisante entre le rail et les dispositifs de retenue temporaires (glissières de chantier) pour que l'équipement de finition puisse se déplacer librement et de façon sécuritaire si les glissières temporaires ne sont pas ancrées à la dalle (espace tampon minimal à respecter).

Les deux rails de roulement doivent être parallèles pour que les charges latérales soient réduites au minimum sur les supports des rails. Lors d'un bétonnage de largeur variable, il faut s'assurer de solidifier suffisamment les supports, puisque les rails ne sont pas parallèles. Dans ce cas, il faut opérer l'équipement de finition à vitesse réduite pour laisser le temps aux pattes de levage de s'ajuster en douceur et diminuer le plus possible les charges latérales sur les supports des rails.

Matériel

La construction de dalles est réalisée au moyen d'équipements spécialisés : la finisseuse à béton automotrice et la règle vibrante. Il est nécessaire d'utiliser ces équipements pour obtenir les profils transversal et longitudinal désirés, la bonne épaisseur de béton en tout point de la dalle ainsi que l'enrobage de béton exigé au-dessus de la nappe supérieure d'armature.

Le concepteur privilégie la finisseuse à béton automotrice pour toute dalle, ou partie de dalle pour des travaux réalisés en phases, dont la superficie est supérieure à 200 m^2. La finisseuse produit en effet un béton de surface sans surplus de laitance et donne un meilleur profil longitudinal, surtout lors de l'utilisation de bétons à faible rapport eau/liant, comme ceux employés en ouvrage d'art au Ministère.

La règle vibrante est utilisée pour les dalles de faible superficie en raison de son poids et de son gabarit, moins importants, ce qui favorise des économies en ce qui concerne le renfort des coffrages en porte-à-faux, la manutention et l'ajustement d'équipement.

Selon le devis spécial, le choix de l'équipement ne relève ni de l'entrepreneur ni du surveillant, mais du concepteur.

L'équipement de finition est conçu pour fonctionner à angle droit par rapport à la ligne de centre du pont. Ce positionnement est aussi valable pour les ponts présentant un biais usuel, même si cela entraîne une faible distorsion du dessus de la dalle en cours de bétonnage et une fois celui-ci terminé. Cependant, dans le cas des tabliers présentant un biais plus important (plus de 30°), la nouvelle génération de finisseuses automotrices C-450 de Gomaco peut aussi être utilisée parallèlement à l'axe du biais du tablier de pont. Lorsque l'entrepreneur maîtrise bien cette façon de faire, il s'agit d'un avantage, puisque les problèmes de distorsion plus importants du tablier sont alors éliminés, surtout lorsque celui-ci est fortement biaisé et qu'il comporte une plus longue portée (plus de 40 m).

Dans ce cas, les poutres étant chargées inégalement de béton frais, le bétonnage d'une dalle sur poutres à angle droit par rapport à la ligne de centre pourrait affecter les profils finaux du dessus de la dalle ainsi que l'enrobage de béton au-dessus de la nappe supérieure d'armatures de la dalle. Dans de telles circonstances, les profils finaux et l'enrobage, une fois le béton durci, sont très difficiles, voire impossibles à corriger selon la nature du défaut (ex. : enrobage trop faible). Il est alors plus difficile d'obtenir des résultats en tout point conformes aux exigences pour l'ensemble de la dalle.

Compte tenu des connaissances nécessaires à l'ajustement et à l'opération de la finisseuse automotrice, le CCDG exige que l'opérateur de la finisseuse soit sous la responsabilité du propriétaire de l'équipement. En effet, l'opérateur étant souvent le même d'un pont à l'autre, l'expérience qu'il a acquise est fort utile pour que soient réduites au minimum les pertes de temps en chantier et que la qualité des travaux soit maximisée.

Finisseuse automotrice

Le CCDG et le devis spécial décrivent les caractéristiques de la finisseuse automotrice autorisée. Il s'agit de la finisseuse modèle C-450 de Gomaco, qui est actuellement la seule marque commerciale de finisseuse qui répond aux exigences du Ministère. La finisseuse automotrice comprend 3 parties principales : le pont roulant, les pattes de levage et le module mobile.

Le pont roulant est un treillis métallique résultant du montage de sections de 600, 1 200, 2 400 ou 3 600 mm de longueur; ce treillis est suffisamment rigide pour que la largeur de bétonnage atteigne 18 m. Si la largeur de bétonnage dépasse cette valeur, un treillis de stabilisation doit être mis en place au-dessus de la finisseuse; cette exigence du CCDG vise à éviter que le pont roulant ne se déforme lors du passage du module mobile en cours de bétonnage ou, pire, que le pont roulant cède lors des opérations qui ont lieu avant ou pendant le bétonnage. On peut remplacer le treillis de stabilisation par une finisseuse ayant un pont roulant d'une hauteur de 42 pouces (plutôt que 24 pouces) sur une certaine longueur de la partie centrale du pont roulant pour augmenter sa rigidité. À titre indicatif, cette longueur représente un peu plus de la moitié de la distance entre les rails de roulement.

Le pont roulant héberge plusieurs accessoires, notamment le dispositif de bombement, le tableau de commande et les rails du module mobile.

Le dispositif de bombement est situé au point haut transversal entre deux sections du pont roulant. Pour un pont avec un dévers, il se trouve à mi-largeur du bétonnage, ce qui compense la perte de cambrure du pont roulant. Le dispositif de bombement peut lever le pont roulant d'une hauteur maximale variant de 150 à 200 mm selon la finisseuse utilisée.

Pour des raisons de sécurité, le tableau de commande doit être situé du même côté de la finisseuse que les vis sans fin du module mobile pour que l'opérateur puisse voir ces vis en tout temps. Les rails du module mobile sont situés au bas du pont roulant et supportés par un grand nombre de tiges de support; celles-ci permettent d'ajuster le niveau des rails lorsque la hauteur nécessaire pour établir le profil transversal dépasse celle qui est autorisée par le dispositif de bombement.

Les pattes de levage, situées aux extrémités du pont roulant, permettent son ajustement précis en hauteur. La configuration des pattes assure la répartition du poids de la finisseuse sur plusieurs supports métalliques des coffrages en porte-à-faux de dalle. Les pattes de levage qui sont proches du tableau de commande sont fixes par rapport au pont roulant, alors que celles situées à l'autre extrémité du pont roulant peuvent se pivoter latéralement. Ce déplacement latéral a pour but de compenser les imperfections de parallélisme des rails de roulement et, au besoin, de réaliser un bétonnage de largeur variable, la largeur additionnelle étant toutefois limitée à 3 m. Si la largeur additionnelle est supérieure à cette valeur, il faut prévoir des bétonnages successifs pour allonger la finisseuse entre chaque bétonnage ou prévoir plus d'une finisseuse pour la même séquence de bétonnage, à la condition d'avoir ainsi réalisé une passe à vide conforme à ces équipements.

Le module mobile, chariot qui se déplace sur les rails du pont roulant, est la seule partie de la finisseuse qui entre en contact avec le béton. Le module mobile comporte, dans l'ordre, les accessoires suivants : les vis sans fin, la boîte vibrante, les rouleaux lisses sur les plus vieux modèles de finisseuses et, sur certaines d'entre elles, un contrepoids. Sur d'autres finisseuses, la boîte vibrante est située à l'avant du module mobile, alors que les vis sans fin sont fixées aux rouleaux lisses. Enfin, sur les modèles plus récents, les vis sans fin sont fixées aux rouleaux lisses, mais qui sont également vibrants, ce qui rend l'appareil beaucoup plus compact et élimine la boîte vibrante.

Les vis sans fin visent un premier nivellement du béton plastique, la boîte vibrante permet de finaliser la consolidation du béton en surface, et les rouleaux lisses effectuent son nivellement final. Le rouleau lisse situé du côté gauche de la finisseuse est ajustable en hauteur.

Les rouleaux lisses sont positionnés selon un angle d'environ 5° par rapport à la ligne de centre du pont pour que le béton situé devant les rouleaux se déplace de l'arrière vers l'avant, ce qui améliore sa finition. Pour tenir compte du mouvement de va-et-vient du module mobile entre les côtés du bétonnage, le positionnement des rouleaux est changé automatiquement à chaque arrêt-départ du module mobile près de chaque côté du bétonnage.

Lorsque les rails de roulement de la finisseuse sont situés à l'arrière d'une glissière en béton, il faut allonger le support reliant le module mobile au pont roulant pour que la finisseuse puisse se déplacer au-dessus des aciers en attente de la glissière.

À noter que la CNESST exige un grillage de protection autour du module mobile depuis plusieurs années; le surveillant doit donc s'assurer, lors de l'arrivée de la finisseuse sur le chantier, que ce grillage est en place pour protéger les travailleurs lors du bétonnage.

Il faut ajuster le déplacement du module mobile pour que celui-ci se rapproche le plus possible des côtés du bétonnage et que la partie de dalle à finir manuellement soit réduite au minimum. S'il y a beaucoup de drains de tablier, il est préférable d'en tenir compte dans l'ajustement du module mobile. Si l'espacement entre les drains est important, il est toutefois préférable de ne pas tenir compte d'eux, puisqu'en cours de bétonnage, l'opérateur peut arrêter manuellement le module mobile à leur hauteur.

Règle vibrante

Le devis spécial exige la marque de commerce de la règle vibrante Allen, modèle Razorback SA12 (ou l'ancien modèle 12HD), parce qu'elle est la plus lourde sur le marché, ce qui donne une meilleure finition, surtout pour des bétons à faible rapport eau/liant. La règle vibrante comprend 2 parties principales : le treillis métallique et les pattes de levage.

Le treillis métallique, d'une forme triangulaire d'environ 450 mm de hauteur, résulte du montage de sections de longueurs appropriées correspondant à la largeur du bétonnage à effectuer. La base du treillis est directement en contact avec le béton au moyen d'une lame de nivellement située à l'avant et d'une autre lame servant d'aplanissoir située à l'arrière. Des vibrateurs verticaux, placés à l'avant et à l'arrière de la règle, sont actionnés par air comprimé.

Les pattes de levage permettent un ajustement en hauteur précis de la règle; elles sont conçues pour enjamber au besoin les aciers en attente d'une glissière en béton. Un treuil manuel, situé sur les pattes de levage, permet de faire avancer la règle vibrante au moyen d'un crochet fixé habituellement à la base des supports de rails.

La largeur additionnelle est limitée à 1 m lorsque la règle est utilisée pour un bétonnage de largeur variable. Si la largeur additionnelle est supérieure à cette valeur, il faut prévoir des bétonnages successifs pour allonger la règle vibrante entre chaque bétonnage ou employer au moins deux règles vibrantes qui se succèdent dans le même bétonnage, à la condition d'avoir ainsi réalisé une passe à vide conforme avec ces équipements.

Il faut ajuster la longueur de la règle vibrante pour que celle-ci se rapproche le plus possible des côtés extérieurs du bétonnage et que la partie de dalle à finir manuellement soit réduite au minimum. S'il y a des drains de tablier, il est très important de diminuer la longueur de la règle en conséquence, puisqu'on ne doit pas soulever ni déplacer la règle vibrante en cours de bétonnage : elle serait alors fort probablement mal ajustée pour le reste de la finition de dalle.

Plates-formes de travail

Les caractéristiques des deux plates-formes de travail utilisées lors du bétonnage de dalles sont décrites dans le CCDG. Une des plates-formes est utilisée pour la finition manuelle du béton à l'arrière de l'équipement de finition, et l'autre pour l'humidification, la cure et la mise en place au besoin de la protection par temps froid. Ces plates-formes sont déplacées manuellement et circulent sur les mêmes rails que ceux utilisés par l'équipement de finition. Les pattes de levage des plates-formes sont semblables à celles de la règle vibrante.

Ces plates-formes de travail sont nécessaires pour qu'il n'y ait pas de circulation d'ouvriers dans le béton plastique fini à l'arrière de l'équipement de finition, ce qui aurait pour effet d'endommager les profils précis établis par ce dernier et qui sont très difficiles à corriger avec une finition manuelle par la suite. Elles sont nécessaires en tout temps, quelle que soit la largeur à bétonner, car il arrive fréquemment que de petites zones de dalle doivent être finies au moyen d'une truelle manuelle avant d'être passées à l'aplanissoir. Ce travail à la truelle est facilité lorsque les exigences de dégagement sous la plate-forme sont respectées.

Ajustement des coffrages de dalle

Les coffrages doivent être ajustés pour que l'épaisseur de dalle, l'enrobage de la nappe supérieure d'armature et les profils (transversal et longitudinal) du dessus du béton correspondent à ceux qui sont spécifiés aux plans. Il faut construire les coffrages sur étaiement d'un portique en tenant compte de l'affaissement calculé de celui-ci sous le poids du béton frais et de la perte de cambrure du tablier à la suite de l'enlèvement de l'étaiement. Cependant, dans le cas du béton précontraint en place (par post-tension), on construit les coffrages en tenant compte seulement de l'affaissement calculé de l'étaiement sous le poids du béton frais; il ne faut pas tenir compte de la perte de cambrure due au poids mort du béton, après l'enlèvement des étaiements, ni du gain de cambrure dû à l'application de la précontrainte, car finalement, ils doivent se compenser.

Comme le CCDG l'exige à l'article 15.4.3.2, « Étaiement », l'étaiement doit avoir une rigidité uniforme sur toute la largeur de l'ouvrage à bétonner. La conception de l'étaiement par l'ingénieur de l'entrepreneur doit respecter ce critère, sinon il est impossible de garantir que l'épaisseur de dalle, l'enrobage de la nappe supérieure d'armature et les profils (transversal et longitudinal) du dessus du béton seront conformes à ceux qui sont spécifiés aux plans. Dans cette situation, il devient aussi impossible de faire une passe à vide adéquate selon les exigences puisqu'une conception d'étaiement à rigidité variable force l'entrepreneur à compenser les profils des coffrages par des cambrures variables avant le bétonnage. Avec cette façon de faire très risquée, l'entrepreneur vise quand même à obtenir une construction finale conforme, mais celle-ci repose sur des calculs théoriques de pertes de cambrure de l'étaiement.

Comme les conditions réelles en chantier ne seront jamais parfaitement alignées sur ces conditions théoriques, il s'ensuit toujours que les exigences touchant l'épaisseur de dalle, l'enrobage de la nappe supérieure d'armature et les profils (transversal et longitudinal) du dessus du béton seront déficientes après le bétonnage de la dalle. En résumé, un étaiement bien conçu avec une rigidité uniforme va faire en sorte que les coffrages auront le même profil transversal avant et après le bétonnage de la dalle et va aussi permettre de réaliser une passe à vide conformément aux exigences. Le surveillant doit donc être très vigilant à ce sujet lorsqu'il reçoit les plans de coffrages des étaiements et les refuser si la rigidité n'est pas uniforme. Il doit aussi refuser toute proposition de l'entrepreneur d'ajuster le profil transversal des coffrages ou de compenser des déflexions variables pour tenter de répondre aux exigences une fois le bétonnage terminé.

Ajustement des coffrages sur poutres

Goussets

Dans le cas d'une dalle sur poutres, l'entrepreneur doit prévoir des goussets au-dessus des poutres. Ces goussets, qui sont définis comme la surépaisseur de béton vis-à-vis des poutres, ont une hauteur variable, normalement plus importante vis-à-vis des unités de fondation qu'au centre des travées. La figure 4.3-15 illustre un gousset type. La hauteur des goussets de chaque poutre doit être évaluée par l'entrepreneur à chaque dixième de travée jusqu'à concurrence de 5 m de distance maximum.

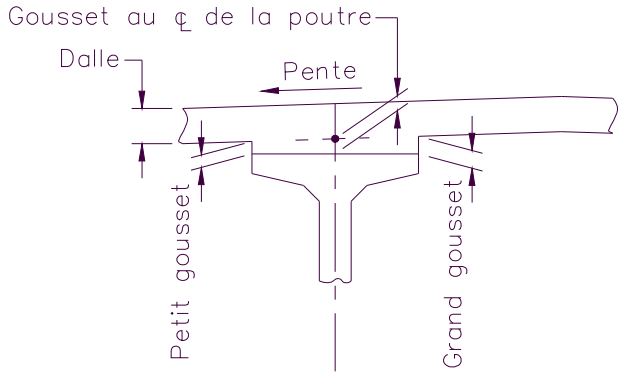


Figure 4.3-15 Gousset type

Les goussets sont nécessaires compte tenu principalement de la fabrication des poutres, qui sont habituellement légèrement surcambrées, et aussi compte tenu de légères imperfections de nivellement du dessus des poutres par rapport aux profils (transversal et longitudinal) du dessus de la dalle spécifiés aux plans. Les goussets viennent corriger ces imperfections en ajoutant une épaisseur variable de béton entre le dessus des poutres et le dessous de la dalle de manière à respecter les profils en surface de la dalle une fois construite. Puisque la surépaisseur de béton des goussets ne dépasse pas la largeur des poutres, l'augmentation de la charge morte est limitée, surtout dans le cas des ponts avec poutres d'acier. En d'autres mots, même si la dalle a une épaisseur variable au-dessus des poutres, son épaisseur entre les poutres doit être égale à la valeur fixée aux plans.

Les imperfections de nivellement du dessus des poutres peuvent venir d'une erreur de nivellement d'un bloc d'assise causée par une mauvaise lecture des plans ou par une erreur d'élévation d'un bloc d'assise; elles peuvent aussi découler de la variation de la courbure des poutres vers le haut, appelée *cambrure*. Alors qu'une mauvaise élévation d'un bloc d'assise se produit rarement, la cambrure est inéluctable et est présente sur toutes les poutres; de plus, elle varie d'une poutre à l'autre, surtout dans le cas de ponts avec poutres préfabriquées en béton précontraint.

Puisqu'il arrive souvent que la cambrure réelle des poutres soit un peu plus élevée (surcambrure) que la perte de cambrure due au poids propre des poutres ainsi qu'à l'ajout des charges mortes surimposées (dalle, goussets, enrobé, glissières, etc.), la différence entre ces deux valeurs s'appelle *cambrure résiduelle*. La cambrure résiduelle d'une poutre préfabriquée en béton précontraint est généralement beaucoup plus grande que celle d'une poutre en acier. Dans le cas de la reconstruction d'une dalle sur poutres existantes, la cambrure résiduelle peut être négative (courbure concave). Cela peut s'expliquer par une cambrure de fabrication insuffisante (sous-cambrure) des poutres dans le passé ou par l'augmentation des charges mortes (par exemple, la nouvelle dalle est plus épaisse que celle qui a été démolie). Le résultat est un gousset plus épais au centre de la travée pour chaque poutre. Dans ce cas, après la démolition de la dalle existante et le relevé d'arpentage du dessus des poutres existantes, qui sert à établir l'épaisseur des futurs

goussets, le surveillant doit en aviser le concepteur pour que ce dernier vérifie la capacité des poutres avant d'autoriser l'entrepreneur à couler la nouvelle dalle (plus de charges, goussets plus épais). Ce phénomène s'applique notamment pour les poutres existantes qui ont une aile supérieure très large, comme celles en béton précontraint de type AASHTO.

Les goussets ne doivent pas dépasser la largeur de la poutre. Si c'est le cas, cette portion de béton non armé peut finir par se détacher et présenter un risque pour les usagers circulant sous le pont. De plus, il faut placer les côtés des goussets à la verticale pour ne pas nuire au bon fonctionnement des selles ajustables (des coffrages) en hauteur.

Relevé d'arpentage

Le relevé d'arpentage du dessus des poutres, nécessaire au calcul de la hauteur des goussets, doit être réalisé après la mise en place des poutres une fois l'ajustement terminé sur les appuis et les contreventements fixés ou, dans le cas des poutres préfabriquées en béton précontraint, une fois les contreventements temporaires en place. Comme l'exige le CCDG, le relevé doit être effectué avant que soient installées les surcharges de construction temporaires, comme les coffrages, surtout pour les ponts à travées plus longues (plus de 30 m), pour que ne soient pas inclus les effets de ces surcharges à même le calcul des goussets et que le profil longitudinal exigé soit obtenu.

Il faut comprendre que les poutres fléchissent beaucoup plus à l'installation des coffrages qu'elles ne remontent (rebond) lors du décoffrage de la dalle. Comme le tablier résiste davantage en condition mixte (poutres + dalle durcie) au décoffrage (rebond < déflexion), le concepteur en tient normalement déjà compte dans l'évaluation globale de la perte de cambrure montrée aux plans qui sert à la fabrication des poutres. Par conséquent, si en chantier l'entrepreneur relève les poutres après l'installation des coffrages (après cette déflexion) en utilisant les valeurs de pertes de cambrure aux plans, il surestime les goussets dans ses calculs. Des goussets trop épais sont alors implantés, ce qui produit un profil longitudinal trop cambré pour chaque travée.

Pour une travée simple, en plus de l'inconfort qui peut être créé aux joints de tablier, cela peut faire la différence entre installer ou non des armatures supplémentaires (étriers en U « poignées de bicycle ») pour lier la dalle vis-à-vis des poutres, ce qui occasionne des coûts supplémentaires. De plus, pour le cas d'un pont à travées continues, cela produit un profil longitudinal vallonné, ce qui est aussi moins confortable, inesthétique et peut aussi conduire à des accumulations d'eau près des piles.

Il est recommandé de procéder au relevé d'arpentage lorsque les vents sont faibles. Il faut aussi veiller à effectuer en même temps le relevé de l'ensemble des poutres afin d'éliminer la possibilité d'erreurs entraînées par des conditions météorologiques différentes qui, par dilatation ou contraction thermique, vont modifier légèrement les cambrures des poutres et fausser le calcul des goussets. Dans le cas d'une reconstruction de dalle réalisée en phases, il est aussi préférable de procéder au relevé en dehors des heures de pointe pour réduire au minimum les effets du trafic sur les mesures.

Pour les poutres préfabriquées en béton précontraint, il faut faire un relevé d'arpentage selon 2 lignes longitudinales pour chaque poutre, chacune d'elles se situant près du bord de la semelle supérieure. Cela permet de tenir compte de la largeur importante de la semelle supérieure de ces poutres et des irrégularités du nivellement du béton lors de la fabrication en usine. De plus, cette façon de faire va grandement faciliter le travail de positionnement des coffrages par les ouvriers chargés de leur mise en place.

Il est aussi conseillé de marquer les points d'arpentage à la peinture lors du relevé d'arpentage. Cette précaution facilite non seulement l'éventuelle vérification d'un point d'arpentage, mais aussi le travail d'implantation des goussets par les ouvriers chargés du montage des coffrages, surtout lorsque le dessus des poutres de béton est irrégulier. En effet, puisque la hauteur des goussets est calculée à partir des points d'arpentage, la réalisation des goussets doit se faire à partir de ces points.

Pour la reconstruction d'une dalle sur des poutres existantes en béton, il peut être nécessaire d'adoucir un profil irrégulier au moyen de mortier avant de procéder au relevé. On peut aussi se servir des étriers comme points d'arpentage pourvu qu'ils soient suffisamment rigides pour ne pas se déformer pendant les opérations précédant le bétonnage de la dalle. Il n'est pas recommandé de faire le relevé du dessous des poutres ou sur une arête de la semelle supérieure, car les points d'arpentage ne sont pas accessibles lors de la mise en place des coffrages.

Pour une dalle reconstruite sur des poutres existantes, c'est au centre de chacune des travées que l'entrepreneur doit faire le relevé d'arpentage du dessus de chaque poutre affectée par la démolition de la dalle existante, avant et après cette démolition. La différence entre ces deux mesures étant égale au gain de cambrure maximal de chacune des poutres, l'entrepreneur peut ainsi établir la hauteur des goussets avant le bétonnage de la nouvelle dalle. Il est nécessaire d'enlever une petite partie de la dalle à mi-travée au-dessus de chaque poutre pour réaliser le relevé d'arpentage avant la démolition complète de la dalle. Puisque le relevé doit être effectué exactement aux mêmes points avant et après la démolition complète de la dalle, il est recommandé d'installer des repères sûrs avant d'effectuer la première série de mesures. Pour les poutres de béton, ces repères fiables peuvent être des clous à béton ou une courte tige en acier insérée dans un trou préalablement rempli de mortier.

Calcul des goussets

Les goussets sont généralement montrés sur les plans, mais leur hauteur n'y apparaît pas. La seule valeur indiquée sur les plans est normalement celle du gousset de base, soit l'épaisseur minimale du gousset inscrite par le concepteur. Par la suite, pour plusieurs points de chaînage sur chaque poutre, le calcul exact et variable de la hauteur des goussets est effectué par l'entrepreneur à partir des caractéristiques du pont et du relevé d'arpentage du dessus de ces poutres. Le calcul des goussets peut être fait manuellement ou au moyen d'un chiffrier électronique. Le chiffrier électronique étant insuffisant pour un pont en courbe, l'utilisation d'un logiciel de dessin ou d'un logiciel de dimensionnement des chaussées est à envisager.

La valeur de perte de cambrure de chaque poutre à chaque travée d'un nouveau pont ou d'un tablier neuf, nécessaire pour le calcul des goussets, doit apparaître sur les plans. Si ce n'est pas le cas, il faut en faire la demande au concepteur. La valeur de perte de cambrure est souvent considérée comme identique pour toutes les poutres, alors qu'en réalité, elle peut varier légèrement d'une poutre à l'autre. De plus, à l'occasion, il peut y avoir une différence légèrement plus importante de perte de cambrure entre une poutre de rive et une poutre intérieure, par exemple dans le cas d'un important porte-à-faux de dalle ou de travaux en phases. Dans ce cas, le concepteur doit en avoir tenu compte dans les valeurs des pertes de cambrure indiquées sur les plans.

Pour la reconstruction d'une dalle, il faut utiliser les valeurs de gain de cambrure « effet de rebond » mesurées lors du relevé d'arpentage réalisé avant et après l'enlèvement de la dalle, comme l'indique le CCDG. Il faut cependant augmenter au besoin ces valeurs pour tenir compte de l'épaisseur de la nouvelle dalle, qui est souvent être supérieure à celle de la dalle démolie. Pour ce dernier cas, le concepteur doit évaluer et fournir au surveillant la perte de cambrure ajustée par calcul pour chaque poutre existante, perte qui est imposée par l'application de charges mortes supplémentaires (ex. : dalle plus épaisse, tablier plus large, nouvelles glissières, épaisseur d'enrobé modifiée, etc.) sur chaque poutre. Ces valeurs sont requises pour bien évaluer les goussets et obtenir les profils de dalle adéquats.

Pour la reconstruction d'une dalle réalisée en phases, la valeur de gain de cambrure varie beaucoup d'une poutre à l'autre, étant donné la retenue exercée par les diaphragmes ou les contreventements existants à conserver, qui empêchent la remontée complète des poutres à la suite de la démolition de la dalle existante. Cette remontée, ou gain de cambrure, est maximale pour la poutre de rive, minimale pour la poutre attenante à la partie de dalle demeurée en place (phase à démolir ou phase construite récente), et se situe entre ces deux valeurs pour les poutres intermédiaires.

Le profil longitudinal nécessaire au calcul des goussets est indiqué aux plans, sauf lors d'une reconstruction de dalle sur poutres existantes, où il faut utiliser le profil établi par le surveillant qui est défini en considérant le profil de la route située de part et d'autre du pont (aux approches). Dans ce cas, le surveillant établit aussi le profil à partir des valeurs des futures pertes de cambrure du concepteur et de celles du gain de cambrure « effet de rebond » des poutres existantes mesurées aux deux relevés d'arpentage, comme mentionné précédemment.

Par ailleurs, selon l'ampleur de la cambrure résiduelle de certaines poutres, le calcul pourrait présenter des valeurs négatives pour certains goussets. Puisque des goussets négatifs impliquent une réduction de l'épaisseur de la dalle au-dessus de la poutre, ils sont inacceptables en ce qui a trait à la résistance au cisaillement de la dalle et à sa durabilité. La tête des goujons (poutres d'acier) ou le haut des étriers des poutres en béton peuvent alors se retrouver dans l'enrobage au-dessus de la nappe supérieure d'armatures de la dalle, ce qui nuirait également à la durabilité du tablier. Il faut donc relever le niveau du profil longitudinal d'une valeur équivalant au gousset le plus négatif de l'ensemble des poutres pour obtenir au moins une valeur nulle de gousset. Dans ce cas de relèvement du profil longitudinal, il faut en faire mention au personnel chargé de la construction de la route, qui devrait en tenir compte pour le profil de la route située de part et d'autre du pont. Dans tous les cas, le surveillant doit consulter le concepteur lorsque la quantité de béton nécessaire à la réalisation de la dalle excède de plus de 10 % la quantité prévue aux plans.

Mentionnons cependant que des valeurs de gousset négatives, au droit des plaques de recouvrement des joints de chantier des poutres principales en acier, sont acceptables tant que ces valeurs ne sont pas supérieures à l'épaisseur de ces plaques.

Le calcul des goussets devrait être réalisé en une seule opération sur l'ensemble des travées du pont. Si cela n'est pas possible pour les ponts de plusieurs travées, lorsque les poutres ne sont pas encore en place sur une partie du pont, le calcul des goussets peut se faire sur une partie des travées à la condition que chaque longueur à bétonner n'inclue pas au moins les deux dernières travées faisant partie du relevé d'arpentage. Ces deux travées ou plus servent de zone tampon entre deux bétonnages successifs, et le surveillant devrait consulter le concepteur en cas de doutes à cet étape importante de construction. Cette zone est nécessaire, entre autres, au cas où une poutre se trouvant sur une travée située au-delà de la zone tampon aurait une cambrure plus importante que n'importe quelle poutre des travées précédentes.

Dans ce cas, il faut établir un nouveau profil longitudinal à partir du début de la zone tampon et recalculer les goussets de la zone tampon; il ne faut surtout pas réduire l'enrobage de béton au-dessus des armatures ou l'épaisseur de la dalle vis-à-vis de la ou des poutres qui posent problème. Pour que cette procédure fonctionne adéquatement, le premier bétonnage doit se faire à partir d'une culée, et les bétonnages suivants, à partir de la fin du bétonnage précédent. À cet égard, il est aussi primordial que le calcul des goussets tienne compte de la séquence de bétonnage montrée aux plans, et le surveillant ne doit pas hésiter à consulter le concepteur pour toute question à ce sujet.

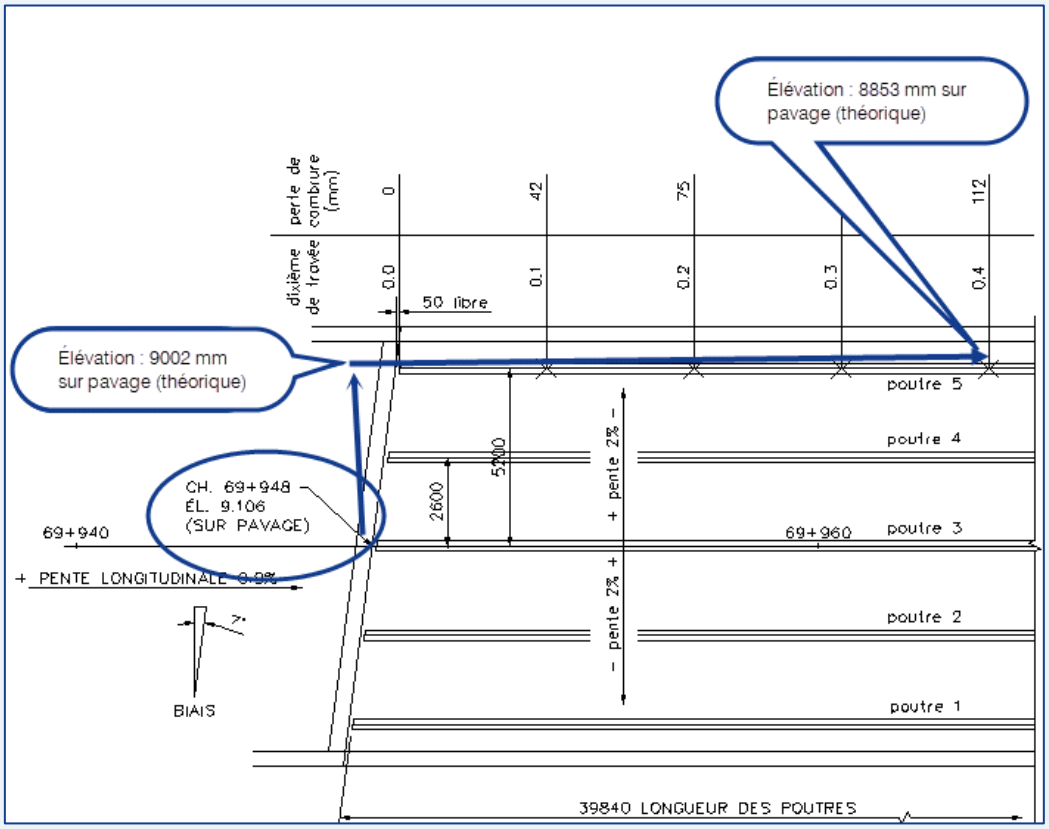
Le surveillant peut vérifier le calcul de l'entrepreneur, mais il ne doit jamais lui fournir les résultats de son propre calcul, car cela le placerait dans une position très inconfortable au cas où celui-ci serait erroné. Le surveillant peut cependant faire part à l'entrepreneur de ses doutes quant à l'exactitude d'un calcul. Si l'entrepreneur persiste à utiliser un calcul erroné, il sera impossible de terminer avec succès le passage à vide, ce qui entraînera par le fait même une importante perte de temps.

Exemple simplifié de calcul de goussets

Caractéristiques théoriques données aux plans du pont

- Travée simple :
  - profil longitudinal linéaire de 0,9 % descendant;
  - bombement transversal de 2 %;
  - début du pont : chaînage = 69 + 948 sur la ligne de centre (élévation de 9,106 m du dessus de pavage à la poutre P3);
  - biais de 7°.
- Tablier à cinq poutres d'acier :
  - longueur des poutres (distance centre/centre des axes d'appui) : 39 840 mm;
  - espacement centre/centre des poutres : 2 600 mm;
  - largeur de la semelle supérieure (poutre) : 300 mm;
  - flèche (à l'exclusion du poids propre de la poutre) théorique au centre de chaque poutre : 117 mm (correspond au poids de la dalle de béton, aux autres charges mortes surimposées et à l'effet du retrait du béton).
- Platelage :
  - épaisseur de dalle : 200 mm;
  - épaisseur du gousset de base : considéré à 32 mm au centre de chaque poutre;
  - épaisseur d'enrobé à chaud (pavage) : 65 mm.

Vue en plan du tablier du pont



Dixième de travée	Élév. dessus dalle théorique (mm)	Élév. dessus (centre) poutre P5 relevé avant flèche (mm)	Perte de cambrure (flèche s.c.m.*) (mm)	Goussets poutre P5		
				Grand (mm)	Milieu (mm)	Petit (mm)
0	8 931	8 699	0	35	32	29
0,1	8 895	8 717	42	23	20	17
0,2	8 859	8 722	75	15	12	9
0,3	8 823	8 719	98	5	2	-1
0,4	8 788	8 706	112	-3	-6	-9
0,5	8 752	8 681	117	-9	-12	-15
0,6	8 716	8 634	112	-3	-6	-9
0,7	8 680	8 576	98	5	2	-1
0,8	8 644	8 507	75	15	12	9
0,9	8 608	8 430	42	23	20	17
1	8 572	8 340	0	35	32	29

* s.c.m. : sous charges mortes

N. B. : Refaire les calculs de goussets de la poutre P5 en haussant le profil longitudinal de 15 mm (minimum).

Calcul du gousset à 0,4 L (40 % de la portée) de la poutre P5 juste après l'installation de toutes les poutres

- L'élévation **théorique** désirée du dessus de dalle à ce point est de 8 788 mm (8 853 mm - 65 mm) puisque celle du dessus du pavage de 65 mm est de 8 853 mm, comme montré au plan ci-haut.
- La perte de cambrure (ou flèche) **théorique** aux plans du concepteur pour ce point est de 112 mm. Cette valeur correspond au poids du béton frais de la dalle, aux autres charges mortes surimposées (bordures, chasse-roues, glissières ou trottoirs), à l'enrobé bitumineux et aux autres effets, comme le retrait du béton de dalle.
- Le relevé d'arpentage **en chantier** de ce point centré au-dessus de la poutre P5 donne une élévation de 8 706 mm.
    1. En soustrayant l'épaisseur de dalle théorique de 200 mm de l'élévation du dessus du béton théorique de 8 788 mm, on obtient l'élévation projetée sous la dalle désirée de **8 588 mm**.
    2. En soustrayant la flèche anticipée de 112 mm par le concepteur de l'élévation réelle de 8 706 mm du dessus de poutre mesurée à son installation en chantier, on obtient une élévation projetée du dessus de poutre de **8 594 mm**.
    3. En soustrayant l'élévation projetée sous la dalle désirée de **8 588 mm** de l'élévation projetée du dessus de la poutre de **8 594 mm**, on obtient -6 mm, ce qui correspond à un gousset négatif à cet endroit. Cette valeur négative n'est pas envisageable puisque cela revient à volontairement mal installer le niveau des coffrages de dalle, ce qui conduirait à couler une dalle trop mince aux points où les calculs résultent en valeurs négatives au tableau ci-haut.
    4. Dans ces circonstances, il faut envisager de rehausser le profil théorique du pont d'au moins une valeur équivalente au gousset le plus négatif de la travée, et faire aussi rehausser les approches du pont.

Mise en place des coffrages

La mise en place des coffrages doit se faire en tenant compte de la hauteur des goussets calculés à chaque dixième de travée jusqu'à concurrence de 5 m de distance maximum, et ce, pour chacune des poutres. Pour s'assurer de l'utilité des hauteurs calculées, l'entrepreneur doit les implanter à partir des points du relevé d'arpentage, surtout pour les poutres avec un dessus irrégulier. Le surveillant doit vérifier la hauteur des goussets à la suite de la mise en place des coffrages.

Dans le cas d'un projet de construction d'un nouveau pont ou d'un tablier neuf réalisés en phases, les coffrages doivent prendre appui uniquement sur la partie de dalle à bétonner correspondant à la phase de travaux en cours. Cette exigence vise à éviter une déformation du coffrage et surtout un profil longitudinal inadéquat de la dalle à proximité d'une autre phase de travaux.

En effet, le profil longitudinal de la dalle est affecté par la perte de cambrure du système structural, ce qui est pris en compte lors du calcul du niveau des coffrages et des goussets, comme expliqué précédemment. Si le coffrage prend entièrement appui sur le système structural de la phase de travaux en cours, il va fléchir exactement de la même façon que le système structural, et la dalle aura le profil désiré. À l'inverse, si l'extrémité du coffrage attenant à une autre phase de travaux prend appui sur l'ancien pont ou sur la dalle d'une phase de travaux déjà réalisée, le profil de la dalle à cet endroit sera faussé, puisque le rail ne fléchira pas lors du bétonnage.

Les coffrages verticaux des extrémités du pont et des joints de construction transversaux ne doivent pas empêcher le passage de l'équipement de finition. Pour ce faire, une distance de l'ordre de 25 mm devrait être conservée entre le dessus des coffrages et le dessus prévu de la dalle. Cette distance est recommandée afin de permettre le libre passage de l'équipement de finition sans le désajuster et sans endommager les coffrages. Il faut aussi l'appliquer pour un joint de construction longitudinal, car cela élimine les besoins de finition manuelle près du joint. Ce travail de finition n'est possible que si l'espace nécessaire est présent, ce qui est rarement le cas lors de la reconstruction d'une dalle sur des poutres existantes. Mentionnons que les coffrages doivent être rehaussés après le passage de l'équipement de finition, habituellement au moyen d'une baguette étroite en bois, puis il faut effectuer une finition manuelle à proximité du coffrage rehaussé, de manière à ce que la surface de la dalle soit au bon niveau.

Dans le cas d'un pont constitué de poutres en béton, les coffrages des diaphragmes ne doivent pas être fixés à celui de la dalle pour que ce dernier puisse être ajusté verticalement, si requis, lors du passage à vide.

Dans le cas d'un pont à plus d'une travée, il faut réaliser les coffrages nécessaires à la réalisation des joints de construction apparaissant aux plans lors de la séquence de bétonnage. Lorsqu'une nouvelle séquence de bétonnage est proposée par l'entrepreneur, elle doit être approuvée par le surveillant après consultation du concepteur. Si le surveillant a des doutes sur la capacité de l'entrepreneur à respecter le nouveau taux de pose minimal de béton, il est prudent d'exiger la mise en place des coffrages du premier joint de construction; celui-ci pourra être démantelé lors du bétonnage si l'entrepreneur prouve, avec un délai suffisant avant d'y parvenir, qu'il est en mesure de respecter le taux de pose promis. Sinon, le bétonnage est arrêté à ce joint de construction.

Dans le cas d'un pont avec biais, il faut réaliser les joints de construction selon le biais afin de s'assurer que les poutres sont chargées de béton frais de façon uniforme.

La pente transversale des coffrages avant bétonnage est égale à celle indiquée aux plans, sauf dans le cas d'une reconstruction de dalle réalisée en phases ou d'un pont avec biais. Dans le premier cas, la différence de perte de cambrure entre deux poutres existantes adjacentes explique l'écart entre la pente transversale des coffrages avant bétonnage et celle indiquée aux plans. Cette différence de perte de cambrure est due à la présence des diaphragmes ou des contreventements existants qui empêchent la remontée complète des poutres à la suite de l'enlèvement de la dalle réalisé en phases (la poutre de rive remonte beaucoup plus que la poutre attenante à la partie de dalle encore en place). Mentionnons que la différence de perte de cambrure entre deux poutres adjacentes est nulle vis-à-vis des unités de fondation et qu'elle est maximale au centre des travées.

Dans le cas d'un pont avec biais (pont neuf, tablier neuf ou reconstruction d'une dalle avec ou sans phases) pour un chaînage donné, la perte de cambrure des poutres sous leur poids propre en plus de celui des coffrages et armatures est différente (car, pour chacune d'elles, le point relatif de la portée est différent), d'où une pente transversale (perpendiculaire à l'axe longitudinal du tablier) des coffrages avant bétonnage différente de part et d'autre de chacune des poutres.

Dans ces deux cas, il faut donc tenir compte de la valeur de perte de cambrure mesurée pour chacune des poutres lors du relevé d'arpentage. Bien que le surveillant n'ait pas à analyser minutieusement la pente de l'ensemble des coffrages avant bétonnage, puisque le passage à vide va automatiquement en tenir compte, il doit la vérifier et prendre en compte la différence de perte de cambrure entre les poutres. Mentionnons qu'une fois le bétonnage terminé, la pente des coffrages correspondra à celle indiquée aux plans.

Mise en place des armatures (informations additionnelles)

Dalles

Dans le cas d'une dalle construite sur des poutres en béton, l'armature des poutres ne doit pas être fixée à celle des diaphragmes pour que les coffrages de dalle puissent se déplacer verticalement au moyen des selles ajustables en hauteur.

L'armature de la dalle ne doit pas non plus être fixée ni prendre appui sur les étriers des poutres en béton ou les goujons des poutres en acier, pour pouvoir se déplacer lors de l'ajustement en hauteur des coffrages. Pour les mêmes raisons, il ne faut pas installer de cales de support de l'armature au-dessus des poutres.

À la suite du calcul des goussets et de la mise en place des coffrages, l'entrepreneur doit ajouter de l'armature supplémentaire au droit des poutres lorsque la valeur des goussets entraîne une diminution inacceptable de l'effet composite assuré par les goujons ou les étriers des poutres. Le CCDG précise les circonstances qui exigent que cette mesure soit appliquée. Cette armature comprend deux barres 15M longitudinales et des étriers ayant la forme d'un chapeau inversé, communément appelés en chantier *poignées de bicycle*. La quantité d'étriers à ajouter doit correspondre à celle spécifiée aux plans et devis, s'il y a lieu.

Si aucune directive ne figure sur les plans, c'est le concepteur qui détermine leur quantité en fonction des efforts dans la poutre; la quantité de barres d'armature ajoutées ne doit cependant pas être plus grande que la section équivalant à celle des goujons ou des étriers des poutres (sans égard à la limite élastique de ces aciers).

La mise en place verticale de ces étriers peut être difficile compte tenu de la hauteur variable des goussets le long des poutres; en effet, toujours poser les étriers à la verticale exige toute une série d'étriers de hauteur variable. Pour que l'opération soit plus facile, les étriers peuvent être posés à angle par rapport à la verticale tant que cet angle n'est pas excessif, soit d'au plus 30°. Il faut s'assurer que l'enrobage des étriers est conforme aux exigences et, pour ce faire, des cales continues en plastique doivent être déposées sur le dessus des poutres pour que l'épaisseur de béton soit d'au moins 25 mm entre les étriers et le dessus de la poutre. Notons que, dans ce cas-ci, il est permis de placer des cales de support au-dessus des poutres puisqu'au moment de l'ajout de ces barres supplémentaires, l'ajustement des goussets est déjà effectué.

L'entrepreneur doit toujours porter une attention particulière au-dessus de la nappe d'armature supérieure. Le surveillant doit donc veiller à ce que le responsable de la mise en place des armatures prenne les mesures nécessaires pour les positionner adéquatement. Pour ce faire, une façon simple et rapide de vérifier le positionnement de l'armature consiste à utiliser un bâton dans lequel on a enfoncé un clou ou sur lequel on a inscrit une marque au feutre. Pour une dalle de 200 mm d'épaisseur, ce clou (ou cette marque de feutre) est positionné à 140 mm du bas du bâton, car l'enrobage théorique doit être 60 mm au-dessus. Il suffit ensuite de placer le clou sur les armatures (ou la marque de feutre au niveau du dessus des armatures), le bâton en position verticale; si le bâton ne touche pas au coffrage, l'armature est trop haute.

La principale cause de ce défaut vient de cales trop hautes, comme cela peut se produire lorsque le diamètre d'une barre est modifié sans que le soit la hauteur des cales. Une autre cause de ce défaut est liée au fait que l'armature peut accidentellement prendre appui sur les étriers ou les goujons des poutres : il suffit alors de déplacer les barres à côté de ces éléments.

Si le clou ne touche pas à l'armature (ou que la marque de feutre est trop haute), cela ne veut pas nécessairement dire que l'armature est trop basse. La hauteur des cales individuelles en plastique disponibles sur le marché fait souvent que l'enrobage de béton au-dessus des armatures est légèrement supérieur à 60 mm. Pour une dalle de 200 mm d'épaisseur, selon les tolérances exigées au CCDG, qui renvoient à la norme CSA A23.1, « Béton : Constituants et exécution des travaux », l'emplacement de la nappe d'armature supérieure par rapport au coffrage ne devrait toutefois pas se situer à plus de 8 mm sous son niveau théorique, sinon la capacité structurale de la dalle est réduite, donc non conforme.

Dans le cas de la reconstruction d'une dalle sur poutres existantes préfabriquées en béton précontraint ayant un biais important, il est possible que la nappe d'armature inférieure de la nouvelle dalle entre en conflit avec les étriers situés aux extrémités des poutres. Le surveillant doit alors consulter le concepteur avant d'autoriser l'entrepreneur à couper ces étriers ou toute barre existante en conflit avec celles de la nouvelle dalle.

Lorsque des drains de tablier sont prévus sur un nouveau pont ou un tablier neuf, l'entrepreneur ne doit pas couper les armatures de la dalle qui entrent en conflit avec les drains. Les armatures doivent plutôt contourner les drains pour que la pleine capacité structurale de la partie en porte-à-faux de la dalle soit conservée. Ces barres doivent être positionnées de manière à ce que leur déplacement soit réparti de part et d'autre des drains.

Armatures des chasse-roues et des glissières

Dans le cas des chasse-roues et des glissières, certaines précautions doivent absolument être prises pour que les armatures puissent se poser facilement au droit des poteaux en acier des dispositifs de retenue. Soulignons que la longueur des barres longitudinales (dans ces éléments) est limitée à 6 m aux plans pour faciliter leur pose au droit de ces poteaux.

Soulignons également que les plans exigent que soit doublée l'armature verticale aux discontinuités de la glissière pour que la concentration des efforts soit prise en compte dans ces zones.

De plus, les plans indiquent que, dans la partie supérieure de la glissière de type 311B, il faut installer les tiges d'ancrage avant les armatures longitudinales pour que la pose de ces dernières soit facilitée. Ces tiges d'ancrage s'installent plus facilement si le coffrage adjacent à la circulation est déjà mis en place.

Dans le cas de la glissière 210B ou 210C, il est recommandé d'installer l'étrier entre les tiges d'ancrage du système à cinq tiges, en raison du faible espacement de 220 mm des étriers des chasse-roues; il faut installer cet étrier avant de poser le gabarit en bois et les barres longitudinales puisqu'il est pratiquement impossible de le faire ensuite.

La partie inférieure des tiges d'ancrage est maintenue en place à l'aide de la plaque d'ancrage, ou d'un dispositif en forme de X selon le cas, alors que sa partie supérieure l'est à l'aide d'un gabarit en bois ou en métal fixé au coffrage et ayant les dimensions de la plaque d'ancrage (d'assise) des poteaux en acier. Ce gabarit doit présenter une ouverture en son centre pour que la mise en place du béton soit plus facile. Il faut le positionner soigneusement pour respecter l'élévation et l'alignement de chacun des poteaux. Il doit de plus être posé à l'horizontale dans le sens transversal de la structure et selon la pente locale du profil longitudinal; il faut vérifier que les tiges d'ancrage sont installées perpendiculairement au gabarit.

Lors du passage à vide, après le passage de l'équipement de finition, l'entrepreneur doit marquer au crayon-feutre les barres d'armature verticales des chasse-roues ou des glissières à une élévation qui correspond à celle du dessous théorique de la dalle, valeur à laquelle il faut ajouter celle de l'épaisseur de la dalle et de la déflexion du porte-à-faux calculée sous le poids du béton. Il faut marquer une barre sur trois de manière à indiquer précisément aux finisseurs (ouvriers) le niveau du béton à finir manuellement dans cette zone. Le surveillant doit vérifier ce marquage des armatures verticales des bordures (chasse-roues, glissières, etc.) en se référant au profil de rail déjà installé, corrigé et final, implanté précisément par arpentage. Il ne faut pas faire ce marquage à partir du fond de coffrage. En effet, cette référence n'est pas assez précise puisque l'installation des coffrages ne fait pas l'objet d'autant de soin que celle du rail qui supporte l'équipement de finition. Si l'entrepreneur fait son marquage à partir du fond de coffrage qui comporte toujours des imperfections (ex. : vagues), alors la même erreur de profil sera créée en surface des côtés extérieurs de la dalle. Il ne faut pas effectuer le marquage si la finisseuse est située sur le porte-à-faux pour éviter que son poids fausse le marquage. Ce marquage au crayon-feutre peut être remplacé par l'installation ferme d'attaches de plastique de type « tie wrap » sur les armatures ou par celle d'un gabarit temporaire bien rectiligne qui est aussi fixé très fermement aux armatures et dont le dessous se situe juste au niveau du béton de dalle à finir manuellement. Au bout du compte, il faut que le profil longitudinal du dessus de dalle projeté aux côtés extérieurs soit maintenu à une hauteur constante par rapport au rail qui a été bien implanté par arpentage.

Cette exigence du devis spécial est importante, car la finition manuelle est souvent source de défauts de rectitude en ce qui a trait aux dalles. La zone des abords des bordures (chasse-roues, glissières, trottoirs, piste cyclable en surépaisseur, etc.) est également très importante pour assurer un bon drainage de l'eau, puisque les pentes transversales de la dalle entraînent l'eau à cet endroit. Tout défaut dans la pente longitudinale le long des bordures risque de créer des accumulations d'eau qui nuiront à la durabilité de la membrane d'étanchéité, de l'enrobé et enfin de la dalle.

Le surveillant doit, immédiatement avant le bétonnage du chasse-roue ou de la glissière, vérifier l'élévation et les pentes transversale et longitudinale du gabarit de chaque poteau en acier. Il doit utiliser un niveau d'arpentage pour celle du dessous des gabarits et s'assurer que l'espacement entre chaque gabarit est conforme aux plans d'atelier. Il doit aussi vérifier la projection hors béton des tiges d'ancrage vis-à-vis de chaque poteau, longueur qui doit être suffisante pour la mise en place des écrous. Cette longueur ne doit pas être inférieure à celle indiquée aux plans pour que les tiges excèdent d'au moins 3 mm le dessus des écrous comme l'exige l'article 15.9.3.4 du CCDG. Finalement, il doit vérifier que les tiges d'ancrage sont installées perpendiculairement à chacun des gabarits.

En vue de protéger les filets des tiges d'ancrage contre les éclaboussures de béton pendant le bétonnage, il faut munir leurs extrémités supérieures de ruban adhésif.

Joints de tablier à plus d'une garniture

Dans le cas des joints de tablier à plus d'une garniture, il est très important de prendre certaines précautions pour que les armatures puissent se poser au droit des boîtes des barres de support. En effet, le concepteur ou l'entrepreneur peuvent accidentellement ne pas prendre en compte le conflit entre les armatures des culées (ou de la dalle) et ces boîtes.

En cas de conflit, il faut immédiatement aviser l'entrepreneur qu'il doit suspendre la fabrication des armatures le temps que le concepteur prépare des plans révisés. Si le surveillant avise tôt l'entrepreneur du conflit armatures-joint, les problèmes (financiers, délais, structuraux) devraient être limités au minimum. Le surveillant ne doit surtout pas accepter de déplacer, de couper ou, pire, d'éliminer des barres, si le concepteur n'y consent pas.

Ajustement des rails de roulement

L'ajustement des rails de roulement est le passage obligé pour obtenir le profil longitudinal spécifié aux plans. En effet, le profil longitudinal de la dalle dépend uniquement de celui des rails de roulement.

Calcul du profil des rails

Le profil des rails est égal au profil longitudinal du dessus du béton de la dalle spécifié aux plans, ou établi par le surveillant pour une reconstruction de dalle sur poutres, auquel il faut ajouter la valeur de la perte de cambrure des poutres. Habituellement, cette valeur de perte de cambrure, à cette étape de la construction, correspond à celle produite par les charges du béton frais de la dalle, par toutes les surcharges imposées (bordures, enrobé, etc.) et par d'autres effets, comme le retrait. Dans son calcul de profil de rails, l'entrepreneur doit aussi tenir compte de la perte de cambrure que les poutres ont déjà subie sous la charge morte qui est déjà présente comme le pontage, les coffrages et les armatures. À cette étape de construction, le surveillant ne doit surtout pas hésiter à consulter le concepteur afin de s'assurer que la valeur de perte de cambrure considérée par l'entrepreneur pour le calcul du profil de rails est la plus juste possible. Dans le cas d'un pont construit sur étaiement, la perte de cambrure est remplacée par l'affaissement calculé de l'étaiement. Dans le cas d'un portique, il faut aussi calculer sa perte de cambrure à la suite de l'enlèvement de l'étaiement.

La hauteur des rails n'a pas d'importance dans l'établissement du profil longitudinal de la dalle, car seul le profil des rails compte : la hauteur de chacun des rails est ainsi laissée à la discrétion de l'entrepreneur. Le profil n'a donc pas besoin d'être référencé par rapport au système géodésique, et il est d'usage d'assigner l'élévation 0,000 au point le plus bas du profil pour faciliter l'interprétation des lectures de nivellement en chantier.

Le calcul du profil des rails doit être réalisé en une seule opération sur l'ensemble des travées du pont. Il faut aussi calculer le profil des rails situés sur les approches du pont.

Bien que l'entrepreneur soit le premier responsable du calcul du profil des rails, le surveillant doit aussi faire ce calcul, car c'est lui qui, ultimement, a la tâche de valider le profil des rails implantés par l'entrepreneur. Contrairement au calcul de la hauteur des goussets, où le passage à vide permet de déceler un calcul erroné, il n'y a aucun moyen de repérer une erreur dans le calcul du profil des rails autrement qu'en vérifiant le profil établi par l'entrepreneur. Les profils calculés par l'entrepreneur et le surveillant doivent être identiques. Si ce n'est pas le cas, il faut trouver les raisons des différences avant de procéder à la mise en place des rails.

Le profil longitudinal du dessus du béton de la dalle est le même pour les deux rails, sauf pour un pont présentant une transition de bombement-dévers ou un dévers variable, un pont de largeur variable ainsi qu'un pont ayant un profil longitudinal convexe et un biais. Pour ces ponts, il faut tenir compte du profil longitudinal du dessus du béton de la dalle correspondant à l'emplacement de chacun des rails. Le profil des côtés extérieurs du dessus de la dalle et, au besoin, celui de la ligne longitudinale séparant deux phases de travaux sont normalement indiqués sur les plans; ces profils peuvent être utilisés pour le calcul de celui des rails. Si les profils ne sont pas indiqués sur les plans, il faut en faire la demande au concepteur. Dans le cas d'une reconstruction de dalle sur poutres existantes, ces profils sont fournis par le surveillant, comme cela est expliqué lors du calcul des goussets.

La perte de cambrure à considérer dans le calcul du profil des rails est celle de la poutre qui soutient chacun d'eux. Il faut seulement utiliser les valeurs de perte de cambrure à venir (béton de dalle, enrobé, bordures, etc.) pour la poutre correspondante au moment de l'implantation finale par arpentage de chaque rail, comme cela a été expliqué précédemment.

En fin de compte, le profil de chaque rail doit être parfaitement parallèle au profil théorique calculé du coffrage de dalle qui le supporte. Mais attention, l'installation des coffrages en chantier (profils) n'est jamais parfaitement alignée sur les valeurs théoriques calculées, alors il ne faut pas installer le rail de façon parfaitement parallèle à ces coffrages, sinon toutes les imperfections des fonds de coffrages seront reproduites en surface de la dalle.

Dans le cas d'une reconstruction de dalle réalisée en phases, le profil du rail attenant à une phase de travaux déjà réalisée n'est pas calculé; on pose tout simplement le rail sur la dalle déjà bétonnée en veillant à ce qu'il lui soit parallèle. Cette façon de faire devrait lui assurer le parfait nivellement du béton du dessus de la dalle des deux phases des travaux, à la condition que le profil de la phase déjà réalisée ait été bien exécuté.

Mise en place des rails

Les rails doivent être déposés sur leurs supports, autant sur le pont que sur ses approches. Pour un pont de plusieurs travées où une partie seulement de la dalle est bétonnée, les rails doivent être mis en place sur la partie de dalle à bétonner et sur la zone tampon indiquée lors du calcul des goussets. Rappelons que l'entrepreneur doit mettre en place les coffrages et l'armature vis-à-vis de la zone tampon comme sur la partie à bétonner pour que le passage à vide se fasse aussi vis-à-vis de cette zone.

Le profil des rails n'est pas parfaitement identique à celui des coffrages parce que le nivellement de ces derniers présente souvent des imperfections dues à la réalisation des différentes étapes menant au calcul de la hauteur des goussets et surtout à la mise en place des coffrages eux-mêmes. Bien qu'il arrive souvent, cependant, que des erreurs se produisent dans le nivellement des coffrages, il est conseillé de faire la mise en place préliminaire des rails parallèlement aux coffrages.

Toutefois, après cette mise en place préliminaire, il faut effectuer l'ajustement final du profil des rails au moyen d'une implantation d'arpentage minimalement à chaque dixième de travée jusqu'à concurrence de 5 m d'espacement maximum.

Dans le cas moins fréquent où le devis spécial spécifie que le rail situé du côté extérieur d'un pont doit être situé au-dessus de la poutre de rive, et ce, même si celle-ci est placée sous la voie carrossable, le surveillant doit s'assurer que la distance libre entre le dessous du rail et le dessus prévu de la dalle est suffisante pour que la finition manuelle du béton soit faite directement sous le rail; une distance de 25 mm suffit dans la plupart des cas.

L'entrepreneur doit bien caler les supports des rails avant de procéder à leur ajustement final. Une bonne façon de procéder consiste à faire circuler l'équipement de finition à quelques reprises sur les rails avant leur ajustement. Rappelons que, dans le cas d'une finisseuse automotrice pour les ponts sans partie courbe, une méthode acceptable de l'entrepreneur consiste à visser un deuxième écrou à la tige filetée des supports pour s'assurer que ceux-ci sont fixés solidement aux coffrages (sous la lisse de bois supportant le rail) et pour empêcher tout soulèvement entre les deux. L'entrepreneur doit ensuite s'assurer que le rail est bien fixé sur chacun de ses supports de manière à aussi empêcher tout soulèvement entre les deux. L'usage de collets métalliques minces ajustables entre le rail et les supports dans le cas d'un bétonnage avec finisseuse automotrice est une des pratiques acceptables en chantier lors de l'ajustement final du rail vis-à-vis de chacun des supports.

Cet ajustement doit être fait au moyen d'un niveau d'arpentage pour les supports situés minimalement à chaque dixième de travée (ou à 5 m d'espacement maximum), de même que, habituellement, pour les supports intermédiaires. Pour ces derniers, l'entrepreneur peut aussi se servir d'une corde tendue entre deux supports localisés par arpentage. Il s'agit alors de s'assurer que les portions de rail situées entre les supports localisés par arpentage à chaque dixième de travée (ou à 5 m d'espacement maximum) sont parallèles à la corde tendue entre ces supports.

Une fois que l'entrepreneur a terminé l'ajustement final des rails, le surveillant doit aussi en vérifier l'exactitude au moyen d'un niveau d'arpentage. Il doit immédiatement indiquer à l'entrepreneur tout écart par rapport au profil des rails calculé. Après correction des rails par l'entrepreneur, le surveillant procède à une dernière vérification du profil des rails en place. En cas de difficultés à réaliser

l'ajustement final des rails à la satisfaction du surveillant, il peut être judicieux de procéder à un ajustement commun des supports en litige au moyen du même niveau d'arpentage. Cette façon de faire permet de terminer rapidement l'ajustement final des rails en fonction du profil calculé. Le surveillant doit par la suite vérifier le nivellement des supports intermédiaires.

Bien qu'il soit possible d'effectuer l'ajustement final des rails lorsque l'équipement de finition est sur eux, il faut tout de même s'assurer que celui-ci est situé à bonne distance de la portion de rail en cours d'ajustement. Il est conseillé de placer l'équipement à l'une des extrémités du bétonnage à réaliser pendant que s'effectue l'ajustement final à l'autre extrémité.

Une fois l'exactitude du profil des rails établie par le surveillant, il est recommandé d'aligner chacun des rails à l'œil pour s'assurer que le profil est uniforme et sans discontinuité apparente entre les unités de fondation.

Corde de référence

La mise en place d'une corde de référence est nécessaire pour que soit implanté le profil transversal prévu aux plans, puisqu'elle sert de guide lors de l'ajustement de l'équipement de finition. La mise en place d'une seule corde suffit, quelle que soit la longueur du bétonnage à effectuer.

Lorsqu'au moins un des rails de roulement de la finisseuse est situé sur un coffrage en porte-à-faux, il faut mettre en place la corde de référence le plus près possible de la finisseuse pour tenir compte de la déflexion du coffrage sous son poids; cela évite de devoir hausser le coffrage une fois l'ajustement terminé.

Pour les rares cas où l'entrepreneur préfère procéder à la mise en place de la corde de référence en l'absence de la finisseuse, il faut hausser uniformément les quatre pattes de levage d'une valeur correspondant à celle de la déflexion du coffrage sous le poids de la finisseuse mesurée par arpentage. Il n'est pas nécessaire de mettre en place la corde de référence à proximité immédiate d'une règle vibrante compte tenu de son poids peu important.

La finisseuse automotrice doit être située en travée, à une distance d'au moins 4 m des culées sur le pont pour que son poids repose entièrement sur les supports métalliques du coffrage en porte-à-faux. Dans le cas d'une reconstruction de dalle en phases de plusieurs travées, il est recommandé de positionner la finisseuse au droit d'une pile afin d'éviter de tenir compte de la perte de cambrure variable des poutres existantes mesurée lors du relevé d'arpentage; cette façon de faire est possible si le pont ne présente pas de biais.

Il faut installer la corde sur des blocs de bois fixés adéquatement sur le coffrage de la dalle. La corde doit être tendue pour être bien droite entre les blocs. La hauteur de ces derniers est égale à la hauteur de la dalle spécifiée aux plans. Il faut positionner les blocs sur une ligne perpendiculaire à la ligne de centre pour que l'équipement de finition soit plus facilement ajusté. Un bloc est prévu très près de chacun des rails de roulement de l'équipement de finition, et un autre, s'il y a lieu, au changement de pente transversale.

L'entrepreneur doit ensuite ajuster la pente transversale de la corde au-dessus de chaque bloc au moyen d'un niveau d'arpentage selon la pente prévue aux plans. Il est conseillé de relever au besoin l'une des extrémités de la corde à l'aide d'un clou fixé à l'un des blocs, compte tenu des légères imperfections au fond des coffrages qui ne peuvent être installés exactement comme prévu aux

plans (théorique). Si la pente transversale varie, comme dans le cas d'un pont présentant un dévers variable, il faut considérer la pente exacte prévue aux plans au chaînage où la corde est installée. Dans le cas d'une dalle de plusieurs travées reconstruite en phases, si la finisseuse n'est pas située au droit d'une pile, il faut tenir compte de la perte de cambrure variable des poutres situées sous les blocs. La pente de la corde est alors égale à la pente indiquée aux plans moins celle due à la différence de perte de cambrure des poutres situées sous chacun des blocs.

Une fois la corde mise en place et ajustée adéquatement, il faut aviser de sa présence le personnel circulant à proximité; bien qu'une corde de couleur vive soit bien visible, des avertissements répétés sont le meilleur gage pour qu'elle ne soit pas endommagée. Si quelqu'un ou quelque chose entre malgré tout en contact avec la corde au point de l'étirer ou de déstabiliser ses points d'appui, il faut la remettre en place et vérifier à nouveau sa pente au moyen d'un niveau d'arpentage.

Ajustement de l'équipement de finition

Règle vibrante

Après avoir placé successivement l'avant et l'arrière de la règle vibrante tout près de la corde de référence mise en place adéquatement, l'entrepreneur doit s'assurer que le profil du dessous de la règle est parfaitement ajusté au profil de la corde, avec une tolérance de 1 ou 2 mm (espace libre). Une fois les ajustements terminés, le surveillant doit vérifier la conformité des profils avant et arrière du dessous de la règle. Si le passage à vide n'est pas réalisé dès la fin de l'ajustement de la règle, il est recommandé que l'entrepreneur et le surveillant prennent en note la hauteur des deux extrémités de la règle vibrante pour s'assurer, juste avant le passage à vide, que personne n'a modifié la hauteur de la règle entre-temps. Sans cette précaution, une erreur du profil transversal est possible.

Une façon simple de mesurer la hauteur de la règle consiste à utiliser un niveau électronique de menuisier. Une personne dépose le niveau horizontalement et de manière stable sur le rail de roulement, qui doit être bien calé et fixé sur ses supports. Une seconde personne mesure la hauteur entre le niveau électronique et le dessous de la règle à une distance horizontale déterminée du rail. Ce relevé doit être fait par une équipe de deux personnes, car il est très difficile pour une seule de maintenir le niveau stable horizontalement tout en prenant une mesure verticale au moyen d'un ruban à mesurer.

Finisseuse à béton automotrice

Avant de procéder à l'ajustement de la finisseuse, il faut s'assurer qu'elle est déposée sur ses rails de façon à ce que les vis sans fin du module mobile soient orientées vers le point haut du profil longitudinal pour que le bétonnage puisse s'effectuer à partir du point bas de ce profil. Cette précaution vise à éviter d'avoir à soulever la finisseuse de ses rails une fois son ajustement achevé sous peine de refaire l'ajustement. Toutefois, lorsque la finisseuse doit être soulevée de ses rails, comme dans le cas de bétonnages successifs d'un pont à largeur variable nécessitant l'allongement de la finisseuse à la suite de chacun des bétonnages, il faut refaire son ajustement avant chaque coulée.

Il faut également, avant d'entreprendre l'ajustement de la finisseuse, déposer sur le pont roulant tous les équipements qui seront nécessaires lors du bétonnage, dont une génératrice et un dispositif d'éclairage si le bétonnage est prévu en soirée ou de nuit. Puisque certains modules mobiles ont un contrepoids, ce dernier doit également être en place avant le début de l'ajustement. Une fois l'ajustement de la finisseuse terminé, aucune charge ne doit y être ajoutée, car cela aurait pour effet de déformer le pont roulant de la finisseuse et de rendre l'ajustement caduc.

Le temps nécessaire pour l'ajustement complet de la finisseuse est de l'ordre de 90 à 120 minutes.

Une fois l'ajustement de la finisseuse finalisé par l'entrepreneur, le rôle du surveillant consiste essentiellement à vérifier que le dessous des rouleaux lisses est seulement en contact avec la corde de référence, et ce, sur toute sa longueur. Pour le vérifier, il faut déplacer les rouleaux lisses sur toute la longueur de la corde de référence, tant à l'avant qu'à l'arrière des rouleaux; une tolérance de 1 ou 2 mm est jugée acceptable. Le surveillant doit veiller à bien différencier l'affleurement des rouleaux au-dessus de la corde d'avec un contact non conforme qui force la corde à se déplacer vers le bas. Il est conseillé de laisser un espace libre minimal (1 ou 2 mm) entre le dessous des rouleaux et la corde.

Le surveillant doit aussi voir à ce que l'ajustement des vis sans fin et de la boîte vibrante soit fait de façon adéquate pour optimiser leur fonctionnement. Il s'agit de s'assurer que l'avant et l'arrière de ces dispositifs sont positionnés à une hauteur constante au-dessus de la corde de référence. La distance entre le dessous des dispositifs et la corde est laissée à la discrétion de l'entrepreneur; notons cependant qu'une distance de 10 mm est fréquente.

Si le passage à vide n'est pas réalisé dès la fin de l'ajustement de la finisseuse, il est recommandé que l'entrepreneur et le surveillant prennent en note la hauteur des quatre pattes de levage pour s'assurer, juste avant le passage à vide, que personne n'a modifié la hauteur des pattes entre-temps; sans cette précaution, une erreur du profil transversal est possible. Une façon sûre de mesurer la hauteur de chacune des pattes consiste à prendre la mesure de la hauteur de la partie extérieure du cylindre de la patte par rapport à la plaque d'acier recouvrant les roues de la finisseuse.

Étapes d'ajustement

Bien que l'entrepreneur soit responsable de l'ajustement de la finisseuse, les étapes sont détaillées ci-après. Le surveillant n'a pas besoin de connaître parfaitement tous ces détails, mais il peut s'y référer au besoin.

Les étapes nécessaires à l'ajustement de la finisseuse automotrice sont :

- l'ajustement des rails du module mobile;
- l'ajustement des rouleaux lisses;
- l'ajustement du pont roulant.

L'ajustement des rails du module mobile consiste à mettre les rails bien droits d'un bout à l'autre de la largeur à bétonner. Il faut d'abord s'assurer que le dispositif de bombement est ajusté au plus bas, c'est-à-dire sans bombement, et que le module mobile se trouve à l'une des extrémités du pont

roulant pour ne pas nuire aux opérations. Il faut ensuite placer une corde bien tendue sous chacun des deux rails du module mobile et ajuster une à une les vis d'ajustement, de manière à ce que les rails soient parallèles à chacune des cordes. Il ne faut pas confondre ces cordes avec la corde de référence mise en place pour ajuster la finisseuse selon le profil transversal.

Pour une largeur de bétonnage très importante, l'utilisation du dispositif de bombement seul peut être insuffisante pour fournir la hauteur requise du bombement; il faut alors ajuster les rails du module mobile selon une pente suffisante à partir du point haut transversal pour obtenir la hauteur manquante de bombement. Cette pente doit être inférieure à celle du profil transversal de la dalle pour que le dispositif de bombement puisse être utilisé pour finaliser les ajustements. Comme dans le cas d'un bétonnage de largeur moindre, il faut s'assurer que la section de rails entre le point haut transversal et chacun des rails de roulement est bien droite.

Le module mobile se déplace sur ses rails au moyen de roues métalliques. Des roues d'alignement en caoutchouc sont situées sous les rails, vis-à-vis des roues métalliques, pour éviter que le module mobile s'écarte du profil établi en se soulevant au-dessus d'un béton moins malléable. Il faut parfois enlever ces roues de caoutchouc pour faire passer les cordes servant à l'ajustement des rails du module mobile.

L'ajustement des rouleaux lisses, qui ne prend que quelques minutes, consiste à rendre le profil transversal de leur dessous parallèle à celui des rails du module mobile. Pour ce faire, il faut d'abord placer le module mobile près du point haut transversal ou, pour un pont avec dévers, à mi-distance des deux rails de roulement de la finisseuse, et positionner les rouleaux lisses de façon à ce qu'ils soient perpendiculaires au pont roulant. Il faut ensuite déposer sur les rails du module mobile, de part et d'autre de ce dernier, deux règles bien droites et une troisième règle, perpendiculairement aux deux premières, sur le dessus des rouleaux lisses.

Deux personnes doivent mesurer simultanément la distance entre les règles du haut du bas, et une troisième doit ajuster en hauteur le rouleau gauche si les deux mesures ne sont pas identiques. Le rouleau gauche est ajusté en hauteur de manière à ce que les deux mesures soient identiques. Cette procédure est effectuée pour l'avant et pour l'arrière des rouleaux, et elle est répétée jusqu'à ce que l'ajustement soit adéquat. Il n'est cependant pas nécessaire que les mesures de l'avant des rouleaux soient identiques à celles de l'arrière.

L'ajustement du pont roulant consiste à ajuster les rouleaux lisses sur la corde de référence pour que le respect du profil transversal de la dalle soit assuré.

L'ajustement du pont roulant se divise en 2 parties : l'ajustement préliminaire et l'ajustement final. Cette opération consiste à positionner en hauteur le dessous des rouleaux lisses pour qu'ils soient seulement en contact avec la corde de référence. L'ajustement préliminaire n'est pas obligatoire, mais il permet de terminer l'ajustement final plus rapidement. Il faut ajuster le pont roulant en levant ou en baissant le niveau des rouleaux au moyen de la patte de levage située le plus près de l'extrémité des rouleaux à positionner.

L'ajustement préliminaire consiste à positionner l'avant et l'arrière des rouleaux lisses sur la corde lorsque le module mobile est situé près d'une des deux extrémités du pont roulant, puis près de l'autre extrémité et, finalement, près du dispositif de bombement si le profil transversal présente un point haut.

L'ajustement final du pont roulant consiste à positionner l'avant des rouleaux lisses sur la corde lorsque le module mobile est situé près d'une des deux extrémités du pont roulant, puis près de l'autre extrémité et, finalement, près du dispositif de bombement si le profil transversal présente un point haut. L'ajustement de la partie arrière des rouleaux est ensuite effectué de la même manière. Il faut répéter cette procédure jusqu'à ce que le dessous des rouleaux lisses soit seulement en contact en tout point avec la corde de référence, tant à l'avant qu'à l'arrière des rouleaux. Si les rouleaux lisses ne touchent pas la corde entre les blocs de bois qui la supportent, le problème peut venir d'un manque de tension de la corde.

Lorsque le dessous des rouleaux lisses touche en tout point la corde de référence, sauf à l'une des deux extrémités des rouleaux lisses vis-à-vis du dispositif de bombement, il faut procéder à l'ajustement de ce dispositif. Pour cela, il faut abaisser le rail du module mobile correspondant à l'extrémité du pont roulant qui n'est pas en contact avec la corde. Le rail est abaissé au droit du dispositif de bombement d'une hauteur équivalant à la distance libre mesurée sous l'extrémité de ces rouleaux sans contact. Il faut ensuite ajuster le rail tel que cela est expliqué à l'étape relative à l'ajustement des rails du module mobile. Lorsque l'ajustement du rail est terminé, l'entrepreneur doit procéder à une dernière vérification pour s'assurer que le dessous des rouleaux lisses touche désormais en tout point la corde de référence.

Passage à vide

Les principaux buts du passage à vide sont de vérifier, en simulant le bétonnage, que, sur toute sa superficie, l'enrobage de béton au-dessus de la nappe d'armature supérieure et l'épaisseur de la dalle sont conformes aux exigences. Le passage à vide doit être effectué sur l'ensemble de la dalle. Pour un pont de plusieurs travées où une partie seulement de la dalle est bétonnée, le passage à vide est réalisé sur la partie de dalle à bétonner et sur la zone tampon indiquée lors du calcul des goussets.

La marge de manœuvre de 15 mm dont dispose l'entrepreneur pour le positionnement des coffrages correspond à l'addition des tolérances allouées à l'enrobage de béton au-dessus de la nappe d'armature supérieure (– 5 mm et + 10 mm) et pour l'épaisseur de la dalle (– 5 mm et + 10 mm).

Le surveillant doit être présent lors du passage à vide pour s'assurer de la conformité des épaisseurs de la dalle et de l'enrobage de béton au-dessus des armatures. Le passage à vide est le moment décisif pour qu'il puisse vérifier la conformité du calcul des goussets ainsi que le positionnement des coffrages et de l'armature. Puisque le passage à vide est une opération qui peut se dérouler très rapidement, il est important que le surveillant et l'entrepreneur s'entendent sur le moment de celle-ci afin d'y être présents. D'ailleurs, au CCDG, l'entrepreneur a l'obligation d'en aviser le surveillant par écrit au moins 24 heures à l'avance en précisant la date et l'heure.

Le passage à vide doit être effectué au moins 24 heures avant le début du bétonnage de la dalle. Cette exigence du CCDG vise à ce que le passage à vide se réalise dans le climat le plus serein possible, loin de toutes contraintes liées, par exemple, à une heure de bétonnage trop rapprochée. Dans le cas d'une structure avec poutres préfabriquées en béton précontraint, le passage à vide doit être réalisé au moins 24 heures avant le bétonnage des diaphragmes permanents qui, rappelons-le, doit se faire avant le bétonnage de la dalle elle-même. Le surveillant doit se référer à

la section 7.4.3 « Transport et mise en place des poutres » de ce manuel pour plus d'information à ce sujet. Il est en effet inutile de faire le passage à vide une fois le bétonnage des diaphragmes réalisé, car il est alors pratiquement impossible de modifier le niveau des coffrages de la dalle pour corriger une anomalie constatée à ce moment, les armatures et les coffrages des diaphragmes n'étant eux-mêmes plus ajustables.

Le passage à vide est effectué quand l'équipement de finition est ajusté à la satisfaction du surveillant et quand toute l'armature de la dalle est en place. Cette dernière exigence est importante, car une des méthodes d'évaluation de l'épaisseur de la dalle est basée sur la mise en place adéquate des armatures, comme il est expliqué un peu plus loin dans le texte.

Qu'il soit effectué par une finisseuse automotrice ou une règle vibrante, le passage à vide se fait de la même façon. La seule différence réside dans le fait qu'il est possible d'installer plusieurs gabarits à la fois sous la règle vibrante, ce qui accélère le passage à vide, puisqu'un seul déplacement de la règle est nécessaire pour couvrir toute la superficie à bétonner.

Une fois le passage à vide achevé avec succès, le surveillant doit prendre en note la hauteur de la règle vibrante ou des 4 pattes de levage de la finisseuse automotrice. Cette précaution est de même nature que celle expliquée plus haut à la suite de l'ajustement de l'équipement de finition.

Le bétonnage de la dalle n'est autorisé qu'après la réalisation réussie du passage à vide, c'est-à-dire lorsque l'enrobage de béton au-dessus de la nappe d'armature supérieure et l'épaisseur de la dalle correspondent parfaitement.

Mesure de la déflexion du coffrage en porte-à-faux

Lorsqu'une finisseuse automotrice est utilisée pour une dalle sur poutres et que les rails de roulement sont localisés sur des coffrages en porte-à-faux ayant une largeur de plus de 750 mm, l'entrepreneur doit mesurer la déflexion du coffrage sous le poids de la finisseuse et valider que cette valeur correspond à celle de la note de calcul qu'il a remise au surveillant. Cette valeur de déflexion mesurée en chantier doit être inférieure ou égale à celle générée par le poids de la finisseuse automotrice à la note de calcul avant que l'entrepreneur ne soit autorisé à poursuivre avec l'étape du passage à vide.

Lors de cette vérification, le surveillant doit tout de même faire preuve de discernement et ne doit pas s'attendre à ce que la mesure faite en chantier soit aussi précise (au millimètre près) que celle fournie à la note de calcul de l'ingénieur de l'entrepreneur à cause des conditions réelles en chantier. L'objectif de cette exigence à l'article 15.4.3.5.6 d) du CCDG est de responsabiliser l'entrepreneur quant au respect de la limite de déflexion du coffrage de dalle en porte-à-faux à 12 mm sous le poids de la finisseuse automotrice et du béton frais tel qu'exigé à l'article 15.4.3.1 du CCDG. Si sous le poids de la finisseuse automotrice, le surveillant constate que cette limite de déflexion est presqu'atteinte ou même surpassée, le passage à vide et le bétonnage de dalle ne doivent pas être autorisés.

Dans ce cas, il revient à l'entrepreneur de faire les correctifs nécessaires aux coffrages et, si nécessaire, les correctifs concernant la stabilité (torsion, bombement de l'âme) des poutres d'acier pour respecter cette exigence. Le surveillant doit aussi s'assurer, pour des poutres d'acier, de faire

prendre ces mesures de déflexion de coffrage dans l'axe des contreventements et aussi entre ceux-ci où la torsion des poutres y est plus sujette. Enfin, pour tous les cas, ces mesures doivent être prises à chaque extrémité de la finisseuse automotrice en présence du module mobile afin de mesurer la plus grande déflexion possible du coffrage en porte-à-faux.

Mesure de l'enrobage au-dessus de la nappe d'armature supérieure

La mesure de l'enrobage de béton au-dessus des armatures se fait par l'utilisation d'un gabarit fixé sous l'équipement de finition; ce gabarit représente la valeur de l'enrobage théorique de béton de 60 mm dont on soustrait la tolérance de 5 mm pour le dessus d'une dalle. Il doit donc avoir une hauteur de 55 mm, ce qui signifie que la tolérance de 5 mm spécifiée dans le CCDG est accordée à l'entrepreneur sur la hauteur même du gabarit. Cette façon de faire facilite le passage à vide en éliminant toute discussion possible lorsque le gabarit touche à l'armature ou à l'une de ses attaches. En effet, tout contact du gabarit avec l'armature ou ses attaches est alors automatiquement interprété comme un enrobage insuffisant.

Mentionnons qu'il est très important que l'enrobage de l'armature de la dalle exigé aux plans soit mesuré au-dessus des fils d'acier fixant les armatures. Cette exigence du CCDG vise à empêcher la détérioration prématurée du béton causée par la corrosion des fils fixant les armatures.

Mesure de l'épaisseur de la dalle

L'épaisseur de la dalle peut être mesurée selon deux méthodes. La première consiste à mesurer la distance entre le dessus du gabarit et le coffrage; il s'agit donc d'une mesure directe de l'épaisseur de la dalle.

On peut simplifier ce mesurage en utilisant un bâton auquel on a fixé un clou (ou effectué une marque de feutre) de chaque côté, un premier pour déterminer si la dalle est trop mince, et un second, si elle est trop épaisse. Ces clous sont fixés (ou ces marques sont effectuées) aux hauteurs requises correspondant aux épaisseurs minimale et maximale permises. Si le clou ne touche pas au gabarit, la dalle est considérée comme trop mince; s'il prend appui sur le gabarit sans que le bas du bâton touche au coffrage, la dalle est considérée comme trop épaisse.

Le seul avantage à l'utilisation du bâton est de permettre au surveillant de travailler en position debout. Le principal désavantage consiste à devoir arrêter l'équipement de finition vis-à-vis des zones qui semblent poser des problèmes pour procéder à la mesure, ce qui ralentit significativement la réalisation du passage à vide et a pour conséquence de limiter le nombre de mesures.

Le recours à la deuxième méthode élimine ces inconvénients. Elle consiste à fixer un ressort de porte (butoir) sous un morceau de bois, fixé lui-même sur le dessus du gabarit de manière à ce qu'il touche à l'armature lorsque l'épaisseur de dalle est conforme. Ce principe de fonctionnement a comme prémisse importante un positionnement très précis (± 2 mm) des armatures par rapport aux coffrages, puisqu'on mesure l'épaisseur de la dalle de façon indirecte en supposant que la tolérance de +10 mm sur l'épaisseur permise dans le CCDG est appliquée entièrement à l'enrobage de béton au-dessus des armatures. Il suffit alors d'évaluer la conformité ou non de l'enrobage en utilisant un ressort de 70 mm de longueur, ce qui équivaut à l'enrobage exigé de 60 mm additionné de la tolérance de 10 mm mentionnée précédemment.

Cette méthode permet d'évaluer la conformité presque parfaite de l'épaisseur de la dalle sans devoir arrêter à tout moment l'équipement de finition. La tâche du surveillant est simplifiée, puisqu'il n'a qu'à surveiller le bruit émis par le ressort lorsqu'il touche à l'armature. Si le ressort touche à l'armature, l'épaisseur de la dalle est considérée comme adéquate; dans le cas contraire, elle est considérée comme trop importante. Le ressort utilisé couramment sur les chantiers est du même type que celui qui est employé pour les arrêts de porte des résidences.

Réalisation

Les gabarits fixés sous une règle vibrante doivent être placés près des deux rails de roulement ainsi que de part et d'autre du point haut transversal. Pour une dalle sur poutres, un gabarit doit aussi être placé au-dessus de chaque poutre, et sa longueur doit excéder la largeur de la poutre.

Étant donné qu'un seul gabarit est fixé sous les rouleaux lisses, la finisseuse automotrice doit être déplacée sur plusieurs lignes longitudinales pour couvrir l'ensemble de la superficie de la dalle. Les lignes longitudinales suivantes doivent faire partie de celles choisies par le surveillant :

- près de chacun des rails de roulement;
- de part et d'autre du point haut transversal;
- au-dessus de chaque poutre; la longueur du gabarit doit excéder la largeur de la poutre.

Il faut s'assurer, lors du passage à vide, que les rouleaux lisses sont positionnés de façon à être perpendiculaires au pont roulant de la finisseuse.

Correction des non-conformités

L'entrepreneur ne doit pas appliquer une mesure correctrice dès qu'un problème d'enrobage de béton au-dessus des armatures ou d'épaisseur de dalle survient, à moins que celui-ci soit évident, comme une barre d'armature déposée sur un goujon ou un étrier d'une poutre. Il doit plutôt arrêter l'équipement de finition, marquer d'un repère fiable (ruban, peinture, etc.) l'armature de la zone de dalle posant un problème et prendre en note les valeurs de l'enrobage de béton au-dessus des armatures et de l'épaisseur de la dalle.

Après avoir fait un premier passage à vide sur au moins les deux tiers de la superficie de la dalle, l'entrepreneur a alors une meilleure vue d'ensemble des problèmes auxquels il fait face, ce qui lui permet de choisir adéquatement les correctifs nécessaires. Il faut tenir compte des conséquences qu'une mesure correctrice peut avoir sur les zones de dalle jugées conformes juste auparavant. Par exemple, s'il a décidé de hausser l'équipement de finition de 5 mm, cette décision peut entraîner une épaisseur de dalle non conforme aux endroits où elle avait été jugée conforme auparavant.

Toute non-conformité relative à l'enrobage de béton au-dessus des armatures doit être corrigée. Lorsque l'enrobage est insuffisant à un endroit donné de la dalle, l'entrepreneur doit choisir un des correctifs suivants :

- abaisser à cet endroit le niveau de l'armature par rapport aux coffrages. Cette solution est applicable si l'armature est positionnée trop haut par rapport aux coffrages, c'est-à-dire au-delà de la hauteur équivalant à l'épaisseur de la dalle à laquelle on a enlevé la valeur de l'enrobage de béton au-dessus des armatures;

– abaisser à cet endroit le niveau des coffrages. Cette solution est applicable si elle n'a pas pour conséquence d'augmenter, à l'endroit où le coffrage est abaissé, l'épaisseur de la dalle au-delà des tolérances permises. Il n'existe aucune autre restriction quant à la modification du niveau des coffrages, sauf pour ceux qui supportent les rails de roulement de l'équipement de finition. Le niveau de ces coffrages ne doit absolument pas être changé, car cela entraînerait la modification du profil des rails. Le profil des rails accepté par le surveillant ne doit être modifié sous aucun prétexte. Si, cependant, le niveau de ces coffrages doit être modifié, il faut vérifier à nouveau le profil des rails et l'ajustement de l'équipement de finition; de plus, il faut reprendre le passage à vide;
– hausser l'équipement de finition. Cette solution est applicable si elle n'a pas pour conséquence d'augmenter, à cet endroit et ailleurs sur la dalle, l'épaisseur de la dalle au-delà des tolérances permises.

De même, il faut corriger toute non-conformité relative à l'épaisseur de la dalle. Lorsque son épaisseur est insuffisante ou trop importante à un endroit donné, l'entrepreneur doit choisir un des correctifs suivants :

– pour une épaisseur de dalle insuffisante :
  - abaisser à cet endroit le niveau des coffrages;
  - hausser l'équipement de finition. Cette solution est applicable si elle n'a pas pour conséquence d'augmenter, à cet endroit et ailleurs sur la dalle, l'épaisseur de la dalle au-delà des tolérances permises;
– pour une épaisseur de dalle trop importante :
  - hausser à cet endroit le niveau des coffrages;
  - abaisser l'équipement de finition.

Ces solutions sont applicables si elles n'ont pas pour conséquence de réduire, sous le minimum requis, la valeur de l'enrobage de béton au-dessus des armatures à cet endroit et ailleurs sur la dalle.

Le rehaussement de l'équipement de finition, contrairement aux correctifs relatifs aux armatures et aux coffrages, entraîne une correction sur l'ensemble de la dalle. L'entrepreneur l'envisage donc généralement en dernier recours compte tenu de la quantité additionnelle de béton que cela implique. La modification du niveau de l'équipement de finition est mesurée avec précision au moyen d'un ruban à mesurer; il ne faut pas employer la technique consistant à compter le nombre de tours de manivelle des pattes de levage de l'équipement de finition, car cette façon de faire est imprécise.

Si aucun des correctifs mentionnés précédemment ne semble fonctionner, l'entrepreneur doit prendre les mesures nécessaires pour trouver une autre solution. Il doit envisager de reprendre le relevé d'arpentage et le calcul des goussets s'il n'y a pas d'autres avenues pour sortir de l'impasse. Si des erreurs sont trouvées lors de cette reprise, il faut vérifier à nouveau le profil des rails et l'ajustement de l'équipement de finition; de plus, il faut reprendre le passage à vide jusqu'à ce qu'il soit conforme en tout point.

Vérifications diverses

Une fois le passage à vide réalisé avec succès sur l'ensemble de la dalle, l'entrepreneur doit procéder à la vérification de la hauteur des drains de tablier, des coffrages d'extrémité et, lorsqu'exigé au devis spécial, du rail de roulement si celui-ci est supporté directement dans l'axe d'une poutre.

Il faut vérifier la hauteur des drains en approchant l'équipement de finition tout près de chacun d'eux et en s'assurant que le dessus du drain est situé plus haut que le dessus du gabarit, à une valeur correspondant à 40 mm, à laquelle on doit ajouter la déflexion calculée du coffrage en porte-à-faux sous le poids du béton. Cette façon de faire permet généralement d'éviter de modifier la hauteur du drain par rapport à la surface de la dalle lors du bétonnage. Compte tenu du fait que les drains sont posés verticalement, alors que le gabarit suit la pente transversale du pont, il est recommandé de vérifier cette distance au centre du drain. La hauteur des drains est ajustée au moyen des vis situées autour d'eux.

Il faut vérifier la hauteur des coffrages des extrémités du pont et celle des joints de construction, transversaux et parfois longitudinaux, en circulant avec l'équipement de finition au-dessus d'eux. Puisque ces coffrages ont été construits plus bas que le niveau prévu du dessus du béton pour que l'équipement de finition puisse passer, la distance entre le dessous du gabarit et le dessus des coffrages doit être d'environ 25 mm.

Il faut vérifier la hauteur du rail de roulement, s'il est exigé qu'il soit placé directement dans l'axe d'une poutre, en approchant le gabarit de l'équipement de finition à quelques endroits le long du rail. Puisque le rail a été mis en place de façon à ce qu'il y ait une distance de 25 mm entre le dessous du rail et le dessus du béton de la dalle pour que la finition manuelle du béton se fasse directement sous le rail, la distance entre le dessus du gabarit et le dessous du rail doit être aussi d'environ 25 mm. Si cette distance minimale n'est pas respectée, il est recommandé de relever le rail d'une valeur constante sur toute sa longueur; cette façon de faire n'a pas d'impact sur les différents ajustements et vérifications effectués précédemment à condition que la hauteur de l'extrémité de l'équipement de finition située vis-à-vis de ce rail est abaissée d'une valeur équivalente.

Outre ces vérifications, dans le cas de la construction ou de la reconstruction d'une dalle réalisée en phases, l'entrepreneur doit aussi veiller à ce que l'enrobage de béton au-dessus des armatures situées à proximité d'une phase de travaux non encore réalisée ait la plus grande valeur possible tout en respectant l'épaisseur maximale de dalle permise. Cette précaution est nécessaire au cas où une poutre de la phase de travaux non encore réalisée aurait une cambrure plus importante que n'importe quelle poutre des phases précédentes; cela suffit généralement pour éviter de réduire l'enrobage de béton au-dessus des armatures ou l'épaisseur de la dalle vis-à-vis de la poutre qui pose un problème.

Une fois le passage à vide terminé, les tiges filetées des selles commerciales ajustables en hauteur doivent être coupées de façon à ne pas dépasser le dessus des supports de plus de 25 mm. L'article 15.4.3.1.3 « Accessoires des coffrages » du CCDG impose cette exigence pour que soit limitée la profondeur des trous laissés par l'enlèvement des tiges filetées lors de l'enlèvement des coffrages. Ces trous sous la dalle doivent être comblés par un mastic d'étanchéité conforme aux exigences de l'article 15.4.3.1.6, « Enlèvement des coffrages », du CCDG.

Préparatifs avant le bétonnage d'une dalle

Diaphragmes en béton

Il faut effectuer le bétonnage des diaphragmes permanents avant celui de la dalle afin d'augmenter la résistance des poutres au déversement lors du bétonnage de la dalle. Cette exigence de la section 15.7 « Précontrainte » du CCDG ne s'applique pas aux diaphragmes situés au droit des piles n'ayant pas de joints de tablier; il faut bétonner ceux-ci en même temps que la dalle afin d'éviter l'apparition de fissures lors de la déflexion des poutres (rotation aux assises) consécutive au bétonnage. L'entrepreneur n'est pas autorisé à bétonner la dalle avant que le béton des diaphragmes ait atteint une résistance d'au moins 10 MPa.

Mentionnons que le bétonnage de la portion des diaphragmes situés sous la phase de raccordement de la dalle, lors de la construction d'un tablier neuf, doit se faire en même temps que celui de la phase de raccordement de dalle.

Séquence de bétonnage

La séquence de bétonnage d'une dalle à plus d'une travée doit toujours être mentionnée sur les plans; elle est composée d'étapes de bétonnage bien déterminées et séparées par la mise en place de joints de construction. L'emplacement de ceux-ci est déterminé par le concepteur selon les points d'inflexion du tablier.

Il existe deux séquences de bétonnage couramment spécifiées. La première, présente dans tous les projets de ponts ou de tabliers neufs et dans la plupart des projets de remplacement d'une dalle, consiste à bétonner d'abord la portion de dalle située dans la partie centrale des travées puis celle située au droit des piles. Cette façon de faire a pour but d'éviter la fissuration trop importante du béton de la dalle au-dessus de la pile en raison de la déflexion des poutres consécutive au bétonnage de la portion de dalle située dans la partie centrale des travées.

Le bétonnage au droit des piles ne peut être fait avant l'expiration d'un délai minimal de 48 heures suivant la fin du bétonnage de la partie centrale des travées. Cette exigence vise à ce que le béton de la partie centrale des travées ait le temps d'atteindre une résistance suffisante avant qu'un poids supplémentaire ne soit ajouté sur le coffrage en porte-à-faux, ce qui entraînerait la fissuration du béton au droit de la poutre de rive. Ce poids supplémentaire provient soit du béton plastique posé à côté de celui du bétonnage précédent, soit de l'équipement de finition comme la finisseuse automotrice, qui représente un poids important.

Cette exigence s'applique aussi, et pour les mêmes motifs, pour tout bétonnage successif, quelle que soit la séquence de bétonnage retenue. En effet, le CCDG exige que l'équipement de finition ne s'approche pas à moins de 5 m d'un béton âgé de moins de 48 heures.

Cette première séquence de bétonnage est généralement modifiable si un béton avec retardateur de prise est employé. Cette possibilité de modification est aussi avantageuse pour l'entrepreneur que pour le Ministère, car elle permet d'accélérer les travaux et de réduire le nombre de joints froids dans la dalle. La nouvelle séquence de bétonnage proposée par l'entrepreneur peut être jugée acceptable par le surveillant et le concepteur si elle est présentée au moins 14 jours avant le bétonnage et si elle respecte les exigences qui suivent.

Pour les ponts de faible envergure, généralement ceux dont le volume de béton de la dalle est inférieur à 300 m^3, il est préférable de procéder à un seul bétonnage en commençant les travaux à une culée et en les terminant à l'autre culée. Il est possible de le faire en une seule nuit si les travaux se réalisent en période estivale. Le volume de béton de 300 m^3 n'est mentionné qu'à titre indicatif; il n'est pas rare qu'il soit réduit lorsque la centrale de malaxage est de faible capacité. Il faut s'assurer que le taux de pose minimal du béton est suffisant pour pouvoir achever la mise en place du béton sur au moins 75 % de la longueur de la plus longue travée dans un délai maximal de 2 heures, comme le précise le CCDG. Cette précaution vise à ce que le béton de la dalle au droit de la pile soit encore à l'état plastique lors de la déflexion des poutres consécutive au bétonnage de la travée qui suit cette pile. L'utilisation d'un béton contenant un retardant respectant la norme 3101 du Ministère réduit les risques de fissuration du béton au-dessus de la pile, compte tenu du retard imposé à la prise initiale du béton.

Pour les ponts ayant besoin de plus d'un seul bétonnage, celui-ci devrait se faire à partir d'une culée, ou d'un bétonnage précédent, pour se terminer à la limite située entre deux étapes de bétonnage. Deux précautions doivent cependant être prises. La première est la même que celle apparaissant au paragraphe précédent concernant le taux de pose minimal du béton. La deuxième précaution, imposée pour les mêmes raisons, concerne l'emplacement de la fin d'un bétonnage lorsque celui-ci se termine entre deux étapes de bétonnage. La fin du bétonnage doit, en effet, se situer juste avant une pile pour que le bétonnage de la portion de dalle située au droit d'une pile fasse partie de celui de la portion de dalle de la travée suivante.

Le taux de pose prévu par l'entrepreneur lors du dépôt de sa proposition de séquence de bétonnage, pour respecter le délai maximal de 2 heures mentionné plus haut, doit s'appliquer à l'ensemble de la dalle à bétonner. L'entrepreneur doit démontrer, en début de bétonnage, qu'il peut respecter ce taux de pose; si tel est le cas, les coffrages du premier joint de construction de la séquence initiale de bétonnage sont démantelés, et le bétonnage peut se poursuivre selon la nouvelle séquence. Si ce n'est pas le cas, le surveillant doit demander l'arrêt du bétonnage au droit du premier joint de construction prévu à la séquence initiale, et le bétonnage est interrompu à moins qu'il puisse se poursuivre selon la séquence de bétonnage prévue aux plans; cela peut se faire si les coffrages des autres joints de construction sont en place.

Bien qu'il soit possible d'obtenir un taux de pose horaire de plus de 40 m^3 dans un grand centre urbain, soit beaucoup plus que le taux minimal de 20 m^3 spécifié dans le CCDG, une vigilance particulière s'impose en région rurale, où un taux de pose élevé peut être plus difficile à atteindre.

Il est cependant interdit de modifier cette première séquence de bétonnage dans le cas de la reconstruction d'une dalle réalisée en phases, et ce, même si un béton avec retardateur de prise est utilisé. Compte tenu des vibrations provoquées par les véhicules sur la partie du pont ouverte à la circulation, il n'est pas recommandé, dans ce cas, d'autoriser le bétonnage en continu de la dalle, car les précautions mentionnées précédemment sont insuffisantes pour éviter la fissuration trop importante du béton de la dalle.

Le deuxième type de séquence de bétonnage, présent dans de rares projets de reconstruction de dalle, consiste à bétonner d'abord la portion de dalle située au droit des piles puis celle située dans la partie centrale des travées. Cette façon de faire a pour but de renforcer, au droit des piles, le système structural du tablier, composé généralement de poutres continues en béton armé, avant de bétonner par la partie centrale des travées. Cette séquence de bétonnage, qui permet de réaliser les travaux sans utiliser d'étaiement, n'est pas modifiable et doit par conséquent être suivie rigoureusement.

En plus de ces deux séquences de bétonnage, celle qui est prévue aux plans d'un pont à travées continues, qui présentent d'importantes différences de longueur, n'est pas modifiable. L'objectif est d'éviter le soulèvement d'une travée plus courte lors du bétonnage d'une travée adjacente plus longue.

Pour tous les cas énumérés, le surveillant doit consulter le concepteur s'il a des doutes, puisque les cambrures des poutres sont établies par ce dernier en fonction de la perte de cambrure et du profil longitudinal montrés aux plans, mais aussi en fonction de la séquence de bétonnage pour un pont à travées continues qui est bétonné en plus d'une séquence.

Début du bétonnage

Le bétonnage doit s'effectuer à partir du point bas du profil longitudinal; un bétonnage à partir du point haut est à éviter, car il favorise la fissuration du béton sous l'action de la gravité. De plus, cette façon de faire permet de réduire au minimum les problèmes de finition que pourrait causer l'écoulement de l'eau, utilisée pour l'humidification des surfaces, vers l'équipement de finition. Dans le cas d'une dalle réalisée au moyen de plus d'un bétonnage, ce dernier doit débuter à la fin du bétonnage précédent.

Si le profil longitudinal de la dalle est convexe, le premier bétonnage peut commencer à l'une ou l'autre des extrémités du pont si la pente du profil est en tout point inférieure ou égale à 2 %; s'il y a lieu, le bétonnage suivant peut se réaliser à partir du bétonnage précédent. Si la pente du profil convexe est supérieure à 2 % en un point quelconque, le premier bétonnage doit débuter à une culée et prendre fin près du point haut du profil longitudinal. Le deuxième bétonnage doit commencer à l'autre culée pour se terminer à la fin du premier bétonnage. Comme cela a été mentionné précédemment à la séquence de bétonnage, un délai minimal de 48 heures est exigé entre les deux bétonnages.

Matériel

Le surveillant doit vérifier la hauteur de la règle vibrante ou de la finisseuse automotrice à partir des mesures faites à la fin du passage à vide et ajuster celle-ci au besoin. Cette seconde vérification a pour objectif de s'assurer que personne n'a modifié la hauteur de l'équipement depuis le passage à vide conforme ni juste avant le bétonnage.

Les rouleaux lisses de la finisseuse automotrice, qui avaient été positionnés perpendiculairement au pont roulant lors de l'ajustement de la finisseuse, doivent maintenant être placés à leur position de travail, c'est-à-dire à un angle d'environ 5° par rapport à la ligne de centre du pont.

Il est possible de modifier l'élévation de la partie avant des rouleaux au moyen des pattes de levage avant de la finisseuse dans le but de contrôler la quantité de béton nécessaire au bétonnage et la finition du béton à l'arrière des rouleaux. Cette différence d'élévation par rapport au profil établi précédemment lors de l'ajustement de la finisseuse s'appelle *angle d'attaque*. Il est d'usage courant de se donner un angle d'attaque de 5 mm pour le début du bétonnage. L'angle d'attaque ne modifie pas les profils du dessus du béton ni l'enrobage de béton au-dessus des armatures, vu qu'ils sont établis par la partie arrière des rouleaux lisses qui ne peut pas être modifiée.

Puisque l'ajustement de l'équipement de finition a été fait en l'absence de béton sur les coffrages, il faut maintenant tenir compte de sa présence avant d'entreprendre le bétonnage. Cette exigence vise à ce que ne soit pas réduite la valeur de l'enrobage de béton au-dessus des aciers d'armature de la dalle par suite de la déflexion, sous le poids du béton, des coffrages en porte-à-faux qui supportent les rails de roulement de l'équipement de finition. Pour mesurer la déflexion des coffrages, il faut d'abord placer l'équipement de finition sur les rails situés sur les approches du pont. L'entrepreneur doit ensuite mesurer, au moyen d'un niveau d'arpentage, le niveau du dessus du coffrage, situé immédiatement à côté du rail de roulement, avant et après la mise en place de béton sur le coffrage en porte-à-faux.

Pour que la déflexion soit représentative, le béton doit être déversé à l'épaisseur prévue pour la dalle, sur toute la largeur du porte-à-faux et sur une longueur correspondant à deux fois l'espacement des supports de coffrage en porte-à-faux. Afin d'éviter des problèmes d'instabilité, il peut aussi être nécessaire de déverser du béton sur le coffrage situé entre la poutre qui soutient un coffrage en porte-à-faux et la poutre suivante. La différence entre les deux mesures représente la déflexion des coffrages. L'entrepreneur doit hausser uniformément l'équipement d'une valeur équivalant à la déflexion mesurée.

Si la largeur des coffrages en porte-à-faux n'est pas la même sur les deux côtés du bétonnage, il faut mesurer la déflexion des deux coffrages. Dans le cas d'un rail situé sur le coffrage en porte-à-faux d'un pont en courbe pour lequel la largeur de la dalle en porte-à-faux est variable, il est aussi recommandé de hausser d'office l'équipement de finition d'au moins 5 mm. Si l'un des rails de roulement est situé sur une poutre, l'équipement de finition n'a toutefois pas à être haussé vis-à-vis de celle-ci.

Personnel requis

Le surveillant doit s'assurer, quelque temps avant le bétonnage de la dalle, que l'entrepreneur aura du personnel en quantité suffisante pour réaliser les travaux. Il ne faut pas oublier que l'utilisation d'un équipement de finition est exigée d'abord et avant tout pour obtenir, en tout point de la dalle, les profils (longitudinal et transversal) désirés et l'enrobage de béton exigé au-dessus des armatures. Il ne réduit en rien le nombre de personnes nécessaires pour réaliser le bétonnage.

Outre l'opérateur de l'équipement de finition, le personnel normalement requis pour procéder au bétonnage d'une dalle comprend :

- une personne pour manœuvrer l'extrémité de chaque ligne de pompage;
- au moins une personne pour assurer la vibration interne du béton. Ce type de vibration est requis, car celle du béton faite par l'équipement de finition n'est pas une vibration en profondeur : elle n'est utile que pour bien consolider le béton en surface, ce qui facilite aussi la finition du béton;
- au moins deux personnes pour ajuster la quantité de béton à l'avant des rouleaux lisses à l'aide de râteaux à béton. Lorsque ce travail est bien fait, les besoins en finition manuelle à l'arrière de la finisseuse sont moins importants;
- deux personnes pour terminer la mise en place, les profils et la finition du béton près des côtés du bétonnage;

– deux personnes pour terminer la finition du béton à l'arrière de l'équipement de finition. Mentionnons que la qualité de la finition du béton réalisée par l'équipement de finition respecte rarement les exigences imposées relatives au relief (texture) du béton pour la pose de la membrane d'étanchéité, d'où la grande importance du travail de ces deux personnes;

– deux personnes pour assurer l'humidification des surfaces et la cure du béton.

Dans le cas d'un bétonnage sur une grande largeur, il faut ajouter quelques personnes pour la vibration du béton et son ajustement à l'avant des rouleaux lisses.

Bétonnage d'une dalle

Béton, coffrages, drains et évents d'injection

Le béton utilisé pour le bétonnage d'une dalle au moyen d'une finisseuse automotrice doit présenter l'affaissement le plus constant possible; l'entrepreneur devrait signaler une tolérance de l'ordre de 10 mm à son fournisseur de béton. Cette précaution, qui n'est pas contractuelle, est très importante pour que soient réduits au minimum les besoins en finition manuelle à l'arrière de la finisseuse. En effet, l'angle d'attaque est souvent ajusté peu après le début du bétonnage, selon l'affaissement du béton utilisé, de façon à ce que la finition soit adéquate; puisque cet ajustement se fait sur une certaine longueur de bétonnage, la qualité de la finition du béton durant cet ajustement est réduite, d'où l'intérêt de maintenir l'affaissement du béton le plus constant possible tout au long du bétonnage.

Puisque les coffrages d'extrémité du bétonnage et, s'il y a lieu, ceux des joints de construction ont été construits plus bas que le niveau prévu du dessus du béton pour permettre le passage de l'équipement de finition, il ne faut pas oublier de faire rehausser ces coffrages après son passage.

Il est conseillé, car c'est plus sécuritaire, de déposer le béton plastique sur le coffrage situé entre la poutre qui soutient un coffrage en porte-à-faux et la poutre intérieure suivante, avant de mettre en place le béton sur le coffrage en porte-à-faux. Cette précaution vise à ce que les selles ajustables en hauteur situées sur la poutre soutenant ce coffrage ne soient pas déstabilisées.

Il faut vérifier une dernière fois la hauteur des drains de tablier immédiatement à l'arrière de l'équipement de finition pour s'assurer que leur niveau est bien à 40 mm au-dessus du béton de la dalle. Si ce n'est pas le cas, il faut écarter le béton plastique autour du drain et modifier la hauteur de celui-ci au moyen des vis d'ajustement. Il faut aussi voir à ce que les trous de drainage au pourtour du drain soient libres de tout béton frais et, au besoin, il faut faire enlever tout béton qui aurait pu durcir à l'intérieur de ces trous après le bétonnage. Normalement, le niveau du béton de la dalle finie devrait arriver à mi-hauteur de ces petits trous de drainage si tous les travaux d'ajustement des drains précédant la coulée ont été bien faits.

Dans le cas du bétonnage d'un tablier en béton précontraint par post-tension, les évents d'injection doivent être obturés, rabattus et attachés temporairement aux aciers d'armature du tablier lors du passage à vide et lors du bétonnage. Cependant, après le passage de l'équipement de finition au-dessus de ceux-ci lors du bétonnage, il ne faut surtout pas oublier de les remettre en position verticale.

Matériel

Au moment de commencer le bétonnage, l'équipement de finition et les plates-formes de travail doivent être situés à l'extérieur de la surface de la dalle à bétonner pour que le béton soit déposé devant l'équipement. Cette façon de faire facilite grandement l'obtention des profils transversal et longitudinal exigés au début du bétonnage et s'avère cruciale puisque la zone de départ du bétonnage se trouve très souvent au point bas du tablier, où une grande partie de l'eau chargée de sels de déglaçage sera drainée une fois le pont ouvert à la circulation. Lorsqu'il n'a pas été possible de prolonger les rails sur l'approche d'un pont situé en milieu fortement urbanisé, le béton est déposé à l'arrière de l'équipement de finition, qui est ensuite reculé au-dessus de ce béton. Le surveillant doit alors s'assurer que la qualité des travaux à cet endroit est aussi adéquate.

Dans le cas d'un pont avec bombement transversal de 2 % ou présentant un dévers peu important, la finisseuse automotrice est avancée d'environ 150 mm lorsque le module mobile se situe près de chacun des côtés du bétonnage. Dans le cas d'un pont présentant un dévers important, généralement supérieur à 5 %, la finisseuse automotrice est avancée d'environ 150 mm lorsque le module mobile est situé près du côté inférieur du dévers. Cette façon de faire vise à éviter que le béton soit entraîné vers le bas du dévers.

Dans tous les cas, la finisseuse doit être avancée de façon égale à ses deux extrémités de manière à être en tout temps perpendiculaire à la ligne de centre du pont. Pour cela, l'entrepreneur doit placer des repères visuels (peinture ou autres marques) à intervalles constants et rapprochés directement sur les rails ou les coffrages afin d'être en mesure de toujours faire avancer l'équipement de finition perpendiculairement à la ligne de centre du pont. Il doit être particulièrement vigilant dans les cas de bétonnage de tablier en courbe et à largeur variable ou encore lorsque l'équipement de finition est utilisé parallèlement au biais du tablier.

La règle vibrante, quant à elle, est avancée d'environ 300 mm à la fois lors du bétonnage; il faut interrompre l'alimentation en air comprimé pendant l'arrêt de la règle pour éviter une vibration excessive du béton, sinon s'ensuivent une ségrégation des granulats et une remontée d'eau en surface du béton frais. Cette mauvaise pratique affecte la qualité du béton de la dalle en profondeur et fragilise sa surface.

Le rythme d'avancement du bétonnage dépend de la partie des travaux dont le rythme est le plus lent. Il s'agit du dépôt du béton à l'avant de l'équipement de finition, de l'équipement de finition lui-même et de la finition manuelle du béton à l'arrière de l'équipement de finition. Notons que cette dernière partie des travaux est souvent celle qui en contrôle le rythme.

Chacune des parties des travaux doit s'adapter au rythme des autres pour que ne soient pas dépassées une largeur de béton plastique de 3 m à l'avant de l'équipement de finition et une largeur maximale de béton non fini (ex. : près des côtés extérieurs) de 6 m à l'arrière de cet équipement. Ces exigences visent à faciliter la finition du béton de façon efficace, tant par l'équipement de finition que par les personnes travaillant à l'arrière de celui-ci, en limitant la perte d'eau par évaporation du béton plastique.

Plus les largeurs mentionnées sont faibles, plus la finition du béton est facilitée. Il est recommandé de placer le béton par bandes de largeur uniforme, inférieure à 1 m, devant l'équipement de finition pour que le mélange de béton soit le plus uniforme possible sur la pleine largeur de la dalle et que

son travail de finition soit le plus facile possible. De plus, le rythme d'arrivée des chargements de béton au chantier doit être conditionné par le rythme d'avancement des travaux pour éviter tout retard dans le déchargement; en effet, un chargement qui n'est pas rapidement mis en place après son arrivée au chantier ne peut que nuire aux opérations de finition du béton.

En cours de bétonnage, il faut ajuster la finisseuse automotrice en fonction de la qualité de la finition obtenue à l'arrière de l'équipement afin de réduire au minimum les besoins en finition manuelle. En effet, lorsqu'on constate un surplus de béton ou un manque de béton à l'arrière de la finisseuse, il faut modifier l'angle d'attaque des rouleaux de manière à avoir un ourlet de béton entre les deux rouleaux lisses sur pratiquement toute leur longueur.

Avant de modifier l'angle d'attaque des rouleaux lisses, il faut d'abord s'assurer que la finisseuse est avancée de façon égale à ses deux extrémités de manière à ce qu'elle soit toujours perpendiculaire à la ligne de centre du pont; cette façon de faire permet de garder les rouleaux lisses à un angle optimal par rapport à la finisseuse. Dans le cas d'un pont avec dévers, il faut veiller à ce que le déplacement de la finisseuse se fasse selon le rayon de la courbe, c'est-à-dire sur une distance toujours un peu plus grande au haut qu'au bas de la courbe; il est recommandé de tracer des repères sur les coffrages de côté ou sur les rails pour faciliter le travail.

Il est aussi recommandé d'attendre d'avoir dépassé la portion en biais de la dalle avant de modifier l'angle d'attaque des rouleaux lisses, car il n'est pas facile de créer une finition adéquate dans cette zone restreinte où le va-et-vient du module mobile se fait momentanément sur une plus petite largeur de tablier, laquelle est même presque nulle à la pointe aigüe de ce biais.

Bien qu'un léger surplus de béton puisse être utile à l'arrière des rouleaux lisses pour en faciliter la finition, il faut en supprimer tout excès en augmentant l'angle d'attaque des rouleaux lisses. Pour cela, la partie avant de la finisseuse doit être abaissée au moyen des pattes de levage avant. Il est possible dans certains cas d'avoir un angle d'attaque aussi élevé que 20 ou 25 mm.

De même, lorsqu'un manque de béton est constaté à l'arrière des rouleaux lisses, il est possible de diminuer l'angle d'attaque en haussant la partie avant de la finisseuse au moyen des pattes de levage avant afin d'augmenter la quantité de béton entre les rouleaux. Il ne faut cependant pas hausser les rouleaux lisses au-delà de la hauteur fixée lors de l'ajustement du pont roulant de la finisseuse sur la corde de référence. Il est aussi possible de réduire ou d'augmenter l'angle d'attaque sur un seul côté de la finisseuse lorsque le surplus ou le manque de béton ne touche qu'un côté de la dalle.

Si l'ajustement de l'angle d'attaque de la finisseuse ne suffit pas pour que la finition soit adéquate à l'arrière de celle-ci, il est possible d'ajuster la hauteur des vis sans fin pour réduire ou augmenter la quantité de béton devant les rouleaux lisses. De même, on peut faire varier le degré de vibration de la boîte vibrante pour augmenter ou diminuer la quantité de laitance en surface.

Exceptionnellement, la finisseuse automotrice peut être reculée de quelques mètres pour qu'une finition de béton jugée inadéquate soit reprise. Pour ce faire, il suffit d'approcher le module mobile près d'un des rails de roulement et, tout en maintenant la rotation des rouleaux lisses, de reculer la finisseuse.

Lorsque le déplacement du module mobile est interrompu pour un certain temps, et pour que la vibration du béton ne soit pas excessive, il faut l'arrêter au moyen de la boîte vibrante ou des rouleaux lisses (modèles Gomaco C-450 récents) de la finisseuse. Il en est de même pour la vibration excessive du béton sous la règle vibrante, comme expliqué précédemment.

La responsabilité de modifier l'angle d'attaque, la hauteur des vis sans fin ou le degré de vibration de la boîte vibrante doit être confiée à une personne en autorité désignée par l'entrepreneur, présente en permanence près de la finisseuse; il faut rationaliser le plus possible l'utilisation de la finisseuse et éviter que tout un chacun puisse modifier le fonctionnement de ses accessoires.

Fin du bétonnage

L'équipement de finition doit être déplacé en dehors de la zone bétonnée. Il faut le placer suffisamment loin de la surface bétonnée pour pouvoir la nettoyer sans risquer d'éclabousser le béton plastique de la dalle. Lorsqu'il n'a pas été possible de prolonger les rails sur l'approche d'un pont situé en milieu fortement urbanisé, il faut retirer l'équipement de finition du chantier au moyen d'une grue ou d'un autre équipement similaire avant de commencer le nettoyage de la surface bétonnée.

Sur les coffrages de dalle en porte-à-faux supportant du béton et un rail, il est interdit de revenir au début du bétonnage en reculant avec l'équipement de finition, car cela risquerait d'entraîner la fissuration du béton qui est en début de prise au droit de la poutre de rive. S'il faut absolument revenir au début du bétonnage, il faut attendre un délai minimal de 48 heures suivant la fin du bétonnage pour laisser au béton le temps d'atteindre une résistance suffisante, comme cela a été mentionné précédemment.

Lorsqu'un rail de roulement est fixé sur une poutre située sous la voie carrossable, les supports du rail doivent être retirés après le durcissement du béton pour ne pas endommager celui-ci au pourtour des supports. Les trous laissés par l'enlèvement des supports doivent être comblés de béton lors du bétonnage subséquent des chasse-roues, glissières, trottoirs ou pistes cyclables en surépaisseur au-dessus d'une dalle. L'utilisation de mortier cimentaire est interdite, car il n'offre pas une protection aussi efficace que celle du béton.

Bris de matériel

En cas de bris de matériel au chantier ou à la centrale de dosage, il faut immédiatement suspendre les travaux. La surface exposée de béton plastique doit être maintenue humide en tout temps. Tant que le temps de gâchage de ce béton est inférieur à 120 minutes, la reprise du bétonnage peut se faire sans autre formalité. Toutefois, passé ce délai, un vibrateur doit être foncé dans le béton toutes les 15 minutes. Son propre poids doit lui permettre de s'enfoncer facilement dans le béton; au moindre signe de durcissement, le bétonnage doit être interrompu pour au moins 48 heures. Ce délai est nécessaire pour éviter la fissuration du béton en place au droit de la poutre de rive.

La durée du temps de prise mentionnée au devis spécial, pour contrer l'effet de réduction dû à l'utilisation du superplastifiant à base de polycarboxylate, ne doit pas être interprétée par l'entrepreneur comme une autorisation d'office du surveillant de dépasser le délai de 120 minutes entre le malaxage et le déchargement du béton; si tel était le cas, le temps de prise minimal demandé au devis spécial n'aiderait en rien à éliminer les risques de fissuration (joints froids, nids

d'abeille, etc.) mentionnés au paragraphe précédent. Si l'entrepreneur désire, en plus d'utiliser du superplastifiant à base de polycarboxylate, excéder ce délai de 120 minutes, par exemple pour de longues distances de transport, il doit augmenter le temps de prise mentionné au devis spécial.

En cas d'arrêt des travaux à la suite d'un bris mécanique, la finition du béton doit être réalisée moins de 45 minutes après sa mise en place. Cette exigence du CCDG vise à éviter qu'il ne soit plus possible de finir adéquatement le béton. Mentionnons qu'il est alors nécessaire de déplacer l'équipement de finition vers l'avant afin d'avoir accès à toutes les surfaces de dalle.

Si le bris de matériel concerne un des deux rouleaux lisses de la finisseuse automotrice, il est possible de poursuivre le bétonnage avec un seul des deux rouleaux. En cas de bris du rouleau gauche, il suffit de le lever et, en cas de bris du rouleau droit, il suffit de lever la finisseuse d'une certaine hauteur et de descendre le rouleau gauche d'une hauteur équivalente.

En cas de bris non réparable de l'équipement de finition, les travaux ne doivent pas se poursuivre avec des moyens de fortune, mais un joint de construction d'urgence doit être réalisé tant que la maniabilité du béton le permet. Le surveillant doit se référer à la section 4.3.5.5 « Mise en place du béton plastique » de ce chapitre pour plus de détails concernant la mise en place du joint de construction d'urgence lorsqu'une pluie impose la suspension des travaux.

4.3.5.7 Vibration du béton

La vibration du béton est souvent considérée comme simple et évidente, d'où le fait de voir régulièrement des ouvriers mal utiliser le vibrateur. Le but de la vibration est de consolider le mélange en y enlevant les vides, les poches d'air et les grosses bulles, et de bien lier entre elles les couches de béton superposées (levées) en augmentant momentanément sa fluidité. Un manque de vibration du béton peut mener à l'apparition de plusieurs problèmes, dont les principaux sont la présence de démarcations entre les levées ou de joints froids, une mauvaise consolidation du béton autour des armatures et l'apparition de nids de cailloux à la surface du béton à la suite de l'enlèvement des coffrages.

Interdiction

La vibration des bétons autoplaçants (bétons de types XIV-C, XIV-R et XIV-S) ou antilessivage (béton de type XV) est interdite, car elle serait dommageable compte tenu de la nature particulière de ces bétons. La seule exception à cette règle concerne la partie supérieure des pieux caissons lorsqu'ils sont réalisés en béton de type XV, qui doit être vibré, mais de façon légère. Cette vibration doit cependant être réalisée hors de l'eau, et une fois que toute l'eau et la laitance ainsi qu'une quantité équivalant à 1 m de la hauteur du béton dans le pieu ont été évacuées, ce qui élimine les problèmes associés à la vibration de ce type de béton.

Le béton semi-autoplaçant (de type XVII) doit quant à lui être vibré, même s'il est très fluide et qu'il présente un comportement à l'état frais qui peut s'apparenter au béton autoplaçant. La vibration doit toutefois être moins intense que ce qui est normalement requis pour un béton de masse volumique normale, comme celui de type V-S.

Tout comme le manque de vibration, l'excès de vibration peut mener à l'apparition de plusieurs problèmes dans le béton, dont le principal est la ségrégation. En effet, un excès de vibration peut entraîner les granulats vers le fond et faire migrer une trop grande quantité de laitance vers la surface et les parois du coffrage, ce qui se manifestera fort probablement sous forme d'écaillage de surface une fois le béton durci. Notons cependant que les problèmes dus à un manque de vibration sont plus fréquents que ceux dus à un excès de vibration.

Le CCDG interdit formellement que des vibrateurs soient utilisés pour déplacer le béton, puisqu'ils favorisent sa ségrégation. Le surveillant doit être vigilant sur ce point, et veiller à ce que les ouvriers ne profitent pas des propriétés fluidifiantes des vibrateurs pour faciliter leur travail.

L'entrepreneur doit utiliser des vibrateurs internes pour consolider le béton. Le vibrateur doit être enfoncé verticalement, sous son propre poids, de façon à ce qu'une bonne liaison soit assurée entre les levées superposées de béton plastique; son retrait doit être suffisamment lent pour que les bulles d'air aient le temps de s'échapper.

Bien qu'il soit fréquent de voir des ouvriers lancer le vibrateur dans un secteur éloigné plutôt que de s'y déplacer eux-mêmes, ils doivent se rendre à l'endroit où le béton doit être vibré pour s'assurer que le vibrateur est enfoncé à la verticale. La figure 4.3-16 illustre la façon correcte d'utiliser un vibrateur dans un coffrage vertical. Le vibrateur doit être enfoncé jusqu'à ce qu'il pénètre de façon importante à l'intérieur de la couche de béton précédente.

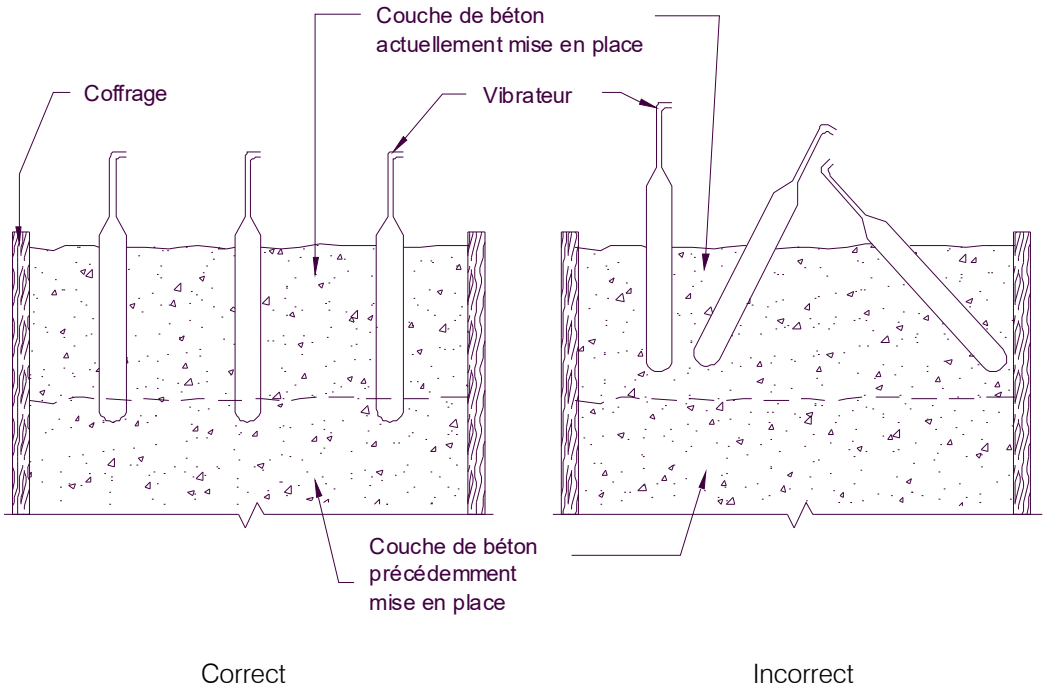


Figure 4.3-16 Positions du vibrateur dans un coffrage vertical

Comme on réalise une bonne vibration en enfonçant verticalement le vibrateur jusqu'à l'intérieur de la levée précédente, l'épaisseur des levées joue un rôle important dans la qualité de la consolidation. Comme cela a été mentionné à la section « Mise en place du béton plastique », il est important de respecter l'épaisseur maximale des levées de 500 mm pour que les ouvriers puissent aller chercher avec suffisamment de profondeur la levée inférieure au moyen de la tige du vibrateur.

Si les ouvriers ne sont pas en mesure de se rendre à la surface du béton mis en place pour le vibrer, comme ce peut être le cas dans certains éléments élancés tels que les piles ou même des culées, l'entrepreneur doit utiliser des vibrateurs dont la tige est plus longue ou utiliser des cordes de manière à plonger le vibrateur dans le béton à partir du dessus des coffrages. Notons cependant que, lorsqu'il est possible d'aménager une ouverture temporaire dans la cage d'armature, il est toujours préférable que les ouvriers manipulent les vibrateurs à la hauteur de la surface du béton.

Les vibrateurs doivent être utilisés selon un espacement adéquat, de façon à ce que les zones d'influence puissent se chevaucher. La zone d'influence est la zone circulaire autour du vibrateur où l'on peut voir de la laitance monter à la surface et des bulles d'air s'en échapper lors de la vibration. Cette zone présente généralement un rayon approximatif de 250 mm lorsqu'un vibrateur de taille moyenne est utilisé. Une fois qu'il est enfoncé, il faut maintenir le vibrateur en place le temps nécessaire à une bonne consolidation, soit de 5 à 15 secondes par immersion. La vigilance s'impose sur ce point, car l'entrepreneur a tendance à aller un peu trop rapidement.

Il faut vibrer le béton avec soin près des coffrages et autour des armatures en attente afin de ne pas endommager les coffrages, d'une part, et de ne pas vibrer les armatures de manière exagérée, d'autre part. Il ne faut pas non plus vibrer les armatures en attente avec la tige du vibrateur pour retirer de celles-ci du béton frais accumulé lors de la coulée. La vibration intense des barres risque de dégrader la liaison avec le béton déjà coulé alors que ce dernier commence à prendre. Il faut donc intervenir sur-le-champ si on constate cette pratique lors de la coulée.

Il est très important de mentionner qu'il faut vibrer avec soin le béton autour des tiges d'ancrage des poteaux en acier des dispositifs de retenue afin d'éviter, d'une part, la formation de vides sous la plaque d'ancrage et sous le gabarit en bois et, d'autre part, le déplacement de ces éléments.

Le CCDG précise les caractéristiques du vibrateur à utiliser en fonction du taux de mise en place prévu. Ces caractéristiques sont la fréquence minimale pendant l'immersion et le diamètre de la tête du vibrateur.

Le CCDG fixe également le nombre de vibrateurs requis pour les travaux selon le taux de mise en place possible par appareil. Le surveillant doit veiller au respect de cette exigence, car l'entrepreneur a tendance à réduire le nombre ou la grosseur des vibrateurs, ce qui l'oblige à abaisser le niveau de consolidation, surtout dans des coffrages élancés où les ouvriers se déplacent plus difficilement. Un vibrateur de rechange, pour chaque diamètre utilisé, doit être disponible sur le chantier en cas de bris. De même, dans le cas où l'alimentation électrique vient d'une génératrice, il est prudent d'en avoir une autre en réserve au chantier.

Pour les chasse-roues, les trottoirs, les pistes cyclables en surépaisseur et les épaulements de joints de tablier, le CCDG exige un vibrateur dont le diamètre de la tige ne dépasse pas 30 mm, et ce, peu importe le taux de mise en place. Cette limitation vise à éviter de survibrer le béton de ces éléments de petites dimensions. L'utilisation d'un vibrateur de fort diamètre pour ces éléments, en plus de rendre le positionnement de la tige difficile, risque de causer une ségrégation du béton et de nuire à sa qualité.

Lors des bétonnages importants, l'entrepreneur devrait également toujours se munir d'un vibrateur avec une tige de petit diamètre en plus de ceux exigés dans le CCDG. Les plus petits peuvent être insérés relativement facilement dans des endroits exigus. Ils peuvent s'avérer fort pratiques dans des zones où le ferraillage est important ou près des tiges d'ancrage noyées dans le béton.

Les réparations représentent souvent des cas problématiques pour la vibration du béton. Il faut tout d'abord mentionner que les difficultés de vibration lors des réparations sont souvent dues au fait que l'entrepreneur utilise un équipement inapproprié. Les réparations se font à des endroits souvent difficiles d'accès, et il convient d'y utiliser des vibrateurs avec une tête de petit diamètre. Il est cependant fréquent que les entrepreneurs ne se munissent pas de tels équipements lors de la coulée de réparations et utilisent des vibrateurs trop gros, ce qui rend la vibration difficile ou impossible. Le surveillant doit donc vérifier avec l'entrepreneur, au moment d'autoriser le bétonnage des premières réparations, que ce dernier possède l'équipement de vibration approprié.

Avec l'utilisation des bétons autoplaçants (de types XIV-R, XIV-S et XIV-C) pour les réparations avec et sans surépaisseur, ce problème de difficulté de vibration peut être facilement résolu. En effet, rappelons que ces types de bétons n'ont pas à être vibrés. Les bétons autoplaçants sont exigés pour des réparations sans surépaisseur, ce qui élimine la nécessité de leur vibration. Quant aux réparations avec surépaisseur, utiliser un béton XIV-C pour une réparation de faible épaisseur dans un endroit exigu peut s'avérer un choix plus judicieux que réaliser une multitude de trappes dans les coffrages tout en en utilisant un vibrateur.

Finalement, mentionnons qu'est interdite la vibration externe, qui consiste à vibrer l'extérieur des coffrages pour consolider le béton à l'intérieur. Ce type de procédé entraîne souvent des problèmes de déformation des coffrages et peut aboutir en une mauvaise consolidation du béton ou en une trop grande vibration, ce qui cause de la ségrégation.

4.3.5.8 Finition du béton

Le matériel utilisé pour la finition du béton doit être composé d'un alliage d'aluminium ou de magnésium, car le matériel en acier entraîne des problèmes d'écaillage, et le matériel en bois modifie le réseau d'air.

Il est interdit d'utiliser de l'eau ou toute autre substance pour faciliter la finition du béton. Cette interdiction du CCDG vise à éviter une augmentation indue du rapport eau/liant du béton de surface et à favoriser la durabilité des ouvrages. Le surveillant doit être particulièrement attentif à ce point lors du bétonnage des dalles, les finisseurs ayant tendance à utiliser le surplus de l'eau vaporisée avant la cure pour faciliter la finition manuelle. Pour la même raison, rappelons qu'il ne doit pas y avoir de pluie sur les surfaces de béton lors des étapes de finition. Cette dernière exigence se trouve à l'article 15.4.3.5.5 « Mise en place du béton plastique » du CCDG.

Blocs d'assise

Dans le cas des blocs d'assise des appareils d'appui, le CCDG exige que la surface du dessus de ces blocs soit parfaitement plane et horizontale, avec une tolérance de 0,35 % dans chaque direction. Cette exigence vise à assurer le fonctionnement normal des appareils d'appui, surtout ceux en élastomère fretté. À cette fin, l'utilisation du béton autoplaçant, normalement spécifiée, permet de réduire les possibilités de surface hors tolérance. Rappelons que le surveillant doit vérifier la conformité de la surface du béton quand il est encore malléable et faire corriger sur-le-champ toute non-conformité.

Le CCDG précise aussi que chacun des blocs d'assise doit être fini à 3 mm de son élévation théorique prévue aux plans, et que la différence d'élévation entre deux blocs d'assise adjacents ne doit pas différer de plus de 2 mm par rapport aux différences théoriques prévues. Par exemple, si un écart de niveau de 50 mm est prévu entre deux blocs adjacents sur les plans, on peut tolérer un écart compris entre 48 et 52 mm dans la réalité, mais pas davantage. Le surveillant doit donc s'assurer, par arpentage avant le bétonnage, que les repères installés pour la finition (baguettes pour chanfreins) ont été positionnés à la bonne élévation.

Les exigences concernant les différences d'élévation sont surtout importantes dans le cas des ponts constitués de poutres d'acier, car un écart trop important risque de causer des excès d'efforts dans les diaphragmes aux appuis et risque même d'empêcher le boulonnage. Il est également possible d'endommager les appareils d'appui eux-mêmes dans le cas où l'entrepreneur déciderait de forcer le boulonnage des diaphragmes. Dans le cas des poutres en béton, comme les diaphragmes sont coulés en place, il y a une plus grande possibilité d'ajustement de ceux-ci.

Finition des dalles

Dans le cas des dalles, la qualité de la finition du béton doit être suffisante pour respecter le relief exigé lors de la pose de la membrane d'étanchéité pour dalle. La finition manuelle du béton réalisée à partir de la plate-forme de travail réservée à cet usage comprend la finition à la truelle et à l'aplanissoir, communément appelé *darby* selon la désignation anglophone d'un outil similaire.

Il faut placer l'aplanissoir transversalement à la dalle pour éviter la formation de bosses. Il faut aussi s'assurer en tout temps que le passage de l'aplanissoir ne produit pas de défaut à la surface du béton, notamment une dénivellation entre deux passages successifs; le nombre de passages doit être réduit au minimum nécessaire compte tenu de l'effet négatif d'une finition répétée sur le réseau d'air. L'aplanissoir n'est utilisé que lorsque l'état des surfaces le requiert.

En fonction des caractéristiques du béton utilisé, un pourcentage plus ou moins important de la superficie de la dalle doit faire l'objet d'une finition au moyen d'une truelle manuelle avant le passage de l'aplanissoir pour bien sceller la surface de béton.

Lorsque la règle vibrante est utilisée comme équipement de finition, une bosse est systématiquement créée à chaque arrêt-départ de la règle. Cette bosse doit être éliminée au moyen d'une règle d'arasement avant le passage de l'aplanissoir.

La finition du béton près des rails de roulement doit se faire manuellement étant donné que l'équipement de finition est souvent ajusté pour ne pas couvrir la surface de dalle située sur la largeur entre les drains de tablier. De plus, si une finisseuse automotrice est utilisée, une largeur d'environ 450 mm, correspondant à la largeur du module mobile, n'est pas finie adéquatement près des rails. Les personnes chargées de la finition près de ces rails doivent se guider sur les marques ou les attaches de plastique qui ont été effectuées ou attachées sur les barres d'armature du chasse-roue ou de la glissière lors du passage à vide. Elles doivent également utiliser une règle droite d'au moins 1 200 mm de longueur afin de s'assurer de prolonger adéquatement la pente transversale imposée par l'équipement de finition.

Le surveillant doit vérifier, tous les mètres, le profil longitudinal ainsi obtenu près des rails de roulement avant le durcissement du béton. Pour ce faire, il peut utiliser un niveau de menuisier et, à une distance donnée du rail, s'assurer que la hauteur entre le niveau déposé sur le rail de roulement adjacent et le dessus du béton est constante. Il doit aussi se servir d'un niveau d'arpentage et vérifier que le profil longitudinal du béton plastique ne présente aucun changement de pente susceptible de créer une flaque d'eau (léger creux de dalle).

La vérification du profil longitudinal du béton plastique près des rails de roulement doit être rigoureuse aux endroits où celui-ci est faible, voire nul, comme au sommet d'un profil convexe. Toute erreur, si minime soit-elle, va favoriser la présence de dépressions où l'eau va s'accumuler. Ces dépressions sont reproduites sur le revêtement en enrobé, puisque celui-ci est posé selon une épaisseur constante. Outre les risques d'aquaplanage l'été ou de glissance l'hiver dus à un mauvais drainage du dessus de l'enrobé, ces dépressions favorisent la dégradation accélérée du revêtement en empêchant l'eau accumulée à l'interface de la membrane d'étanchéité et de l'enrobé de se rendre jusqu'au drain de tablier le plus proche.

L'entrepreneur est tenu de respecter contractuellement le profil de la dalle et d'obtenir une surface sans bosses ni creux selon l'article 15.4.3.5.10 du CCDG. Cet article exige l'absence de toute irrégularité supérieure à 5 mm vérifiée avec une règle de 3 m. Cette vérification doit s'effectuer après la cure sur l'ensemble de la dalle; la présence de flaques d'eau à la suite d'une pluie peut indiquer les zones potentiellement hors norme. Soulignons que les joints de coulée, les abords des chasse-roues, glissières, pistes cyclables en surépaisseur au-dessus d'une dalle et joints de tablier sont souvent des zones où le profil peut dévier de plus de 5 mm : elles doivent donc faire l'objet d'une vérification plus attentive.

Toute non-conformité doit être traitée selon l'article 7.10 « Travaux défectueux » du CCDG, et le surveillant doit prendre en compte l'étendue du défaut et la pente longitudinale du tablier pour déterminer si la correction proposée par l'entrepreneur est efficace. Mentionnons que la correction la plus efficace s'avère souvent le meulage en surface, tant qu'il ne réduit pas le recouvrement de manière trop importante.

Rappelons que le rythme de bétonnage d'une dalle dépend de la partie des travaux ayant le rythme le plus lent, à savoir la finition manuelle du béton à l'arrière de l'équipement de finition. Chacune des parties des travaux doit s'adapter au rythme des autres parties pour que ne soient pas dépassées une largeur de béton plastique de 3 m à l'avant de l'équipement de finition et une largeur maximale de béton non fini de 6 m à l'arrière de cet équipement. Ces exigences du CCDG visent à faciliter la finition du béton, tant par l'équipement de finition que par les personnes travaillant à l'arrière de celui-ci, en limitant la perte d'eau par évaporation du béton plastique. Plus les largeurs sont faibles, plus la finition du béton est facilitée.

Rappelons aussi que la qualité de la finition du béton réalisée par l'équipement de finition seul respecte rarement les exigences relatives au relief du béton nécessaire à la pose de la membrane d'étanchéité, d'où la grande importance du travail de finition manuelle réalisé derrière l'équipement de finition au moyen, entre autres, de l'aplanissoir, comme cela a été expliqué précédemment.

Bien qu'il n'existe aucune exigence précise quant à la finition du béton d'une dalle dans l'empreinte d'un trottoir, d'une piste cyclable en surépaisseur au-dessus d'une dalle, d'un chasse-roue ou d'une glissière en béton, il est conseillé d'égaliser sommairement le béton à ces endroits. Il est inutile,

voire néfaste pour le liaisonnement du béton entre la dalle et ces éléments, de procéder à une finition soignée du béton. Il faut cependant s'assurer de le niveler vis-à-vis de la baguette de bois du chanfrein séparant la face extérieure de la dalle et l'élément situé au-dessus afin de préserver l'esthétique visée par l'utilisation de ce chanfrein.

4.3.5.9 Cure des éléments en béton coulés en place

Lorsqu'on mélange du ciment Portland à de l'eau, il se produit une réaction chimique que l'on appelle *hydratation*. Les propriétés du béton, telles que la résistance à la compression, au gel-dégel et à l'écaillage ainsi que l'imperméabilité, dépendent dans une grande mesure du niveau d'hydratation atteint. La réaction d'hydratation se produit tant et aussi longtemps que de l'eau est présente dans le béton.

Lorsque la réaction d'hydratation est arrêtée de façon prématurée à cause de l'évaporation de l'eau du béton dans les jours suivant le bétonnage, le béton va présenter des propriétés inférieures aux attentes. Le but de la cure est de s'assurer que le béton a toute l'eau nécessaire en bas âge pour que la réaction d'hydratation soit la plus efficace possible et que les contraintes internes associées au retrait soient les plus faibles possibles.

Mentionnons que les notions relatives à la cure comprennent aussi celles se rapportant à la température du béton. Ces notions de température, pour les éléments coulés en place, sont traitées aux parties 4.3.7 « Bétonnage par temps chaud » et 4.3.8 « Bétonnage par temps froid » de ce chapitre. Pour ce qui est des éléments en béton préfabriqués, les notions de température sont traitées dans le chapitre 5 du manuel.

Chocs ou vibrations

Toutes les causes de détérioration du béton frais ou récemment mis en place par des chocs ou des vibrations ou par l'application de charges sont regroupées dans l'article 15.4.3.5.9, « Cure des éléments en béton coulés en place », du CCDG, sauf une, qui concerne le dynamitage (voir les articles 11.4.4.1.1, « Vitesses permises », et 11.4.4.1.2, « Contrôle et enregistrement des vibrations »). On a effectué ce regroupement pour s'assurer que le béton frais n'est soumis à aucune cause de détérioration.

Tant que le béton n'a pas atteint 70 % de la résistance à la compression spécifiée à 28 jours, l'entrepreneur doit prendre les précautions nécessaires pour éliminer les vibrations, les chocs et les charges transmis à ce matériau. Les vibrations et les chocs sur un béton de faible résistance peuvent causer des microfissurations et donc réduire sa durabilité ou sa résistance. La résistance équivalant à 70 % de celle spécifiée à 28 jours est généralement atteinte en 3 à 7 jours, selon la température du béton; dans tous les cas, cette résistance doit être mesurée par des cylindres témoins maintenus dans les mêmes conditions de température que celles du béton de l'ouvrage. À ce sujet, le surveillant peut consulter la section 4.2 « Assurance de la qualité » au début de ce chapitre.

Les causes de détérioration du béton frais ou récemment mis en place sont la démolition d'éléments continus en béton à moins de 30 m, le battage ou le vibrofonçage des pieux (y compris la vibrocompaction et le vibroremplacement) à moins de 30 m, la réalisation des emboîtures (portion dans le roc) des pieux caissons, le compactage des matériaux à moins de 30 m, le dynamitage et, finalement, la circulation sur les surfaces récemment bétonnées. Ces causes sont généralement

bien connues et gérées adéquatement, sauf celles concernant le compactage; en effet, il est important de comprendre qu'un remblayage hâtif (unités de fondation, bordures, etc.) ou une pose précipitée d'enrobé à chaud près des bordures sont aussi préjudiciables au béton qu'un dynamitage.

Le CCDG interdit la démolition d'éléments continus en béton à moins de 30 m de béton frais. Cette interdiction touche autant la démolition complète que la démolition partielle en vue de réparations. Elle ne s'applique toutefois pas aux éléments structuralement discontinus, comme deux travées séparées par un joint de tablier. Dans ce cas, l'entrepreneur peut procéder à la démolition partielle du béton du dessus de la dalle dans une travée même si du béton frais a été coulé dans la travée adjacente à moins de 30 m.

Le CCDG interdit également le dynamitage à moins de 30 m du béton frais. Dans ce dernier cas, en plus de cette exigence, il convient de mentionner qu'au-delà de cette distance et jusqu'à un rayon de 100 m des ouvrages, un suivi des vibrations doit être réalisé selon les critères de la section 11.4.4 « Contrôle des vibrations et du taux de monoxyde de carbone générés par les travaux à l'explosif » du CCDG, alors que le béton de l'ouvrage est encore frais (moins de 72 heures après le bétonnage selon les critères de cette section).

Le CCDG interdit finalement la circulation sur le béton frais, mais ne précise pas le type de circulation. L'article du CCDG ne doit donc pas être interprété uniquement comme l'interdiction de circuler avec des véhicules; le surveillant doit user de son jugement pour ce qui est de la circulation des ouvriers à pied, car une interdiction totale de circuler jusqu'à ce que le béton ait atteint 70 % de la résistance à 28 jours pourrait être considérée comme exagérée.

En règle générale, il est toléré que les ouvriers circulent à pied, avec précaution, lorsque le béton a suffisamment durci, s'ils doivent accéder à la dalle pour entretenir la cure ou les protections par temps froid. Selon les conditions, le surveillant pourra par la suite permettre la reprise graduelle, après quelques jours, de la circulation des ouvriers et des équipements manuels, et finalement celle de la circulation des équipements de chantier. Cette dernière ne doit toutefois pas être permise avant l'atteinte du pourcentage de 70 % vérifié par cylindres témoins, et ce, sous aucun prétexte.

Ajoutons que le devis spécial peut prévoir dans certains cas un contrôle des ondes vibratoires sur les sols lorsque certains types d'équipements, comme des vibrofonceurs ou des vibreurs pour la densification des sols, sont à l'œuvre. Il est important de mentionner que, dans ce cas, le contrôle ne vise pas la protection du béton frais, mais plutôt celle des sols dans le voisinage de la structure. Ces dernières exigences s'appliquent donc en tout temps (le CCDG interdit toutefois l'utilisation de ces équipements tant que le béton n'a pas atteint 70 % de la résistance à 28 jours).

Retrait du béton

Le retrait du béton consiste en une diminution volumétrique consécutive à l'hydratation du liant. Le béton est alors soumis à des contraintes internes à différents moments, qui peuvent être segmentés en trois périodes : du bétonnage jusqu'à la prise initiale, de la prise initiale (au cours des premières heures qui suivent le bétonnage) jusqu'à quelques jours après la coulée, et une période qui peut s'étirer sur quelques mois par la suite. Chacune de ces périodes est associée à un type de retrait, soit le retrait plastique, le retrait endogène (parfois appelé *retrait chimique*) et le retrait de séchage. En général, l'apparition de chacun des trois types de retrait n'est pas définie aussi clairement, tous pouvant se produire en même temps, mais les périodes données précédemment sont celles au cours desquelles chacun des types est prédominant.

Si les contraintes associées au développement du retrait en viennent à excéder le développement de la résistance à la traction du béton, à ce moment précis, une fissure apparaît. Bien qu'il ne soit pas anormal de trouver des fissures fines dans tout élément construit en béton, et ce, quel que soit le type de béton employé, une cure mal réalisée peut accentuer le phénomène au point que la durabilité de l'ouvrage peut être considérablement réduite.

Un retrait plastique trop important entraîne la formation de fissures généralement larges, de l'ordre de 1 à 3 mm d'ouverture, et de faible profondeur, pouvant se rendre jusqu'à la barre d'armature la plus proche de la surface. Ces fissures, qui ont souvent une trajectoire aléatoire et discontinue (elles peuvent aussi s'orienter selon le sens du vent lors du bétonnage), peuvent se trouver sur n'importe quel élément de béton, quel que soit le type de béton employé. Un béton de type XIII, contenant très peu d'eau de ressuage en raison de son faible rapport eau/liant, est cependant plus sensible au retrait plastique que les autres types de béton.

Puisque le retrait plastique est dû au séchage trop rapide de la surface du béton, y sont plus sujets les éléments ayant de grandes surfaces exposées à l'air, comme les dalles, les trottoirs, les pistes cyclables en surépaisseur au-dessus d'une dalle, les épaulements des joints de tablier à plus d'une garniture, les assises des poutres et les revêtements en béton. La vitesse de séchage des surfaces et, donc, l'ampleur du retrait plastique dépendent du taux d'évaporation de l'eau de gâchage à la surface du béton; plus la température du béton plastique et la vitesse du vent sont élevées, plus le taux d'évaporation l'est également. Le taux d'humidité relative de l'air ambiant influe aussi considérablement sur le séchage des surfaces; plus ce taux est bas, plus le séchage des surfaces est rapide. Une façon simple de réduire le retrait plastique est d'humidifier les surfaces dès que leur finition est terminée et, par temps chaud, de respecter les exigences de cet article du CCDG pour le bétonnage d'une dalle, d'un trottoir ou d'une piste cyclable en surépaisseur au-dessus d'une dalle.

Un retrait endogène trop important entraîne la formation de fissures très fines, la plupart du temps inférieures à 0,40 mm, mais de grande profondeur, parfois de part en part de l'élément, comme c'est le cas des glissières en béton ou encore des culées. Parmi les bétons employés au Ministère, celui de type XIII est encore une fois le plus susceptible de présenter ce genre de fissure, problème qui peut cependant se produire aussi avec les autres types de bétons employés pour les ouvrages d'art.

Puisque le retrait endogène est dû à la diminution de la teneur en eau dans le béton par suite de l'hydratation du liant, il affecte surtout le béton lors des premiers jours suivant sa mise en place. L'intensité du retrait endogène dépend de l'amplitude de la diminution de la teneur en eau à l'intérieur même du béton. C'est pourquoi un béton de type XIII est plus sujet au retrait endogène, étant donné son faible rapport eau/liant. La seule façon de réduire le retrait endogène est de fournir de l'eau au béton dès que sa finition est terminée; bien que le fait d'empêcher l'eau de s'évaporer de la surface de béton soit louable, cette seule mesure est généralement insuffisante pour contrer ce type de retrait. Une cure réalisée avec de l'eau s'avère donc, dans ce cas-ci, le meilleur moyen de diminuer les effets de ce retrait.

Le retrait de séchage, quant à lui, est associé à la contraction du béton à la suite de l'évaporation de l'eau à partir des surfaces du béton exposées à l'air. Il est donc lié à la diminution du taux d'humidité par séchage de l'élément de béton. Ce phénomène est beaucoup plus lent que le retrait endogène, étant donné que le volume de béton soumis au séchage est plus faible; en effet, il est

proportionnel à la surface exposée à l'air. Le retrait de séchage peut donc s'étendre sur une période de plusieurs mois à quelques années, selon l'épaisseur de l'élément en béton et les conditions de température et d'humidité du milieu, mais a tendance à être plus important dans les premiers mois. Le retrait de séchage entraîne lui aussi une fissuration de grande profondeur, dont l'ouverture varie en fonction du type de béton, de l'intensité du ferraillage et du degré de retenue (ou d'empêchement) du retrait. Comme l'effet du retrait de séchage arrive après celui du retrait endogène, ce sont souvent les fissures formées initialement par le retrait endogène qui s'ouvrent encore plus lorsque survient le retrait de séchage. C'est de cette façon, par exemple, que, dans les premières semaines suivant la coulée du béton, le mur de front d'une culée peut montrer des fissures verticales d'ouverture fine à tous les 3 à 5 m environ à sa partie inférieure. Dans les mois qui suivront, l'apparition de nouvelles fissures de retrait sera plutôt improbable, mais il est tout à fait possible que les fissures déjà présentes montrent alors des ouvertures qui seront de quelques dixièmes de millimètres plus ouvertes.

Il faut donc conclure que la meilleure façon de contrer les effets des retraits plastique et endogène du béton consiste, immédiatement après sa finition, à lui fournir de l'eau, de façon à maintenir en tout temps une pellicule d'eau à sa surface au cours de la période intensive d'hydratation, ce qui limite l'évaporation et peut même contribuer à l'obtention d'une hydratation plus complète en surface. Pour ce qui est du retrait de séchage, la cure limite son effet initial et permet d'obtenir une porosité plus fine, ce qui peut atténuer les effets du retrait en bout de ligne mais, comme il est lié au séchage lors de l'exposition à l'air ambiant et que son effet s'étend sur plusieurs mois, il est pratiquement inévitable malgré une cure efficace de sept jours.

Exigences générales de cure

Idéalement, la cure du béton devrait se poursuivre sur une période d'environ 28 jours. Cependant, en chantier, les contraintes de temps impliquent la réduction de cette durée. La cure de 7 jours, spécifiée dans le CCDG, est un compromis mondialement reconnu entre ce qui est nécessaire pour obtenir un béton présentant d'excellentes propriétés et ce qu'il est possible de faire pour obtenir un béton ayant des propriétés acceptables. La période de 7 jours de cure est donc une valeur minimale qui, en aucun cas, ne doit être réduite. Il est même exigé que la cure des surfaces non coffrées se poursuive au-delà de ce délai dans le cas des ponts, tabliers, murs de soutènement, ponceaux et dalles neufs (à l'exception des semelles, dalles de transition et joints de tablier à une garniture) jusqu'à ce que soient atteints au moins 70 % de la résistance à la compression spécifiée à 28 jours au moment de l'arrêt de la cure.

Cette exigence du CCDG vise, dans ces cas, à ce que la durabilité de l'ouvrage soit maximisée et que le comportement structural soit acceptable. Mentionnons toutefois que la résistance de 70 % de celle exigée à 28 jours est normalement obtenue après 7 jours de cure. Il appartient au surveillant de s'en assurer en vérifiant la résistance obtenue par essai de compression sur un cylindre de béton témoin prélevé à cette fin par l'entrepreneur lors du bétonnage et maintenu dans les mêmes conditions que le béton de l'ouvrage.

La cure du béton doit commencer immédiatement après la finition des surfaces et durer au moins 7 jours consécutifs. Le surveillant doit insister pour que l'entrepreneur entreprenne la cure au fur et à mesure que la finition du béton s'effectue afin de réduire au minimum les problèmes de fissuration associés au retrait du béton et d'optimiser les propriétés associées à sa durabilité. Il ne faut pas oublier que les premiers jours suivant le bétonnage sont déterminants pour l'obtention d'un béton durable. De plus, par temps chaud, un démarrage rapide de la cure à l'eau permet de refroidir la surface du béton et de limiter la fissuration.

Pour inciter l'entrepreneur à faire une bonne cure, le CCDG contient un texte relatif aux retenues à effectuer en cas de cure non conforme. Le but de ce texte n'est pas de soutirer de l'argent à l'entrepreneur, mais bien de le convaincre de commencer la cure à temps et de la poursuivre jusqu'à la fin de la période minimale exigée.

Important

L'entrepreneur devra donc s'assurer que la cure est maintenue et qu'elle est efficace pour la durée minimale de sept jours spécifiée, ce qui implique de maintenir une présence ponctuelle au chantier tout au long de sa durée, y compris pendant les périodes de vacances et de fins de semaine.

Bien qu'il puisse être tentant de cesser la cure dès que le béton a atteint la résistance à la compression à 28 jours exigée, cette pratique est proscrite, car elle nuit aux propriétés relatives à la durabilité du béton. En effet, ces propriétés prennent plus de temps à se développer que celles relatives à la résistance à la compression. Le fait de lier la fin de la cure à l'atteinte d'une résistance pourrait aussi inciter l'entrepreneur à surdoser en ciment son mélange de béton, ce qui conduirait à davantage de fissuration. La durée de la cure est donc fixée à 7 jours (sauf pour le béton latex 15 % et les bétons à prise rapide), délai à respecter quelles que soient la période de l'année ou la résistance atteinte par le béton.

Bien que le CCDG ne considère pas que le maintien des coffrages en place soit une méthode de cure, ces derniers assurent de manière générale une protection satisfaisante contre les pertes d'eau du béton. Les coffrages doivent donc demeurer en place le plus longtemps possible, idéalement pour toute la durée de la cure. S'ils sont retirés avant la fin de la période de cure, une autre méthode de cure doit être employée au fur et à mesure de leur enlèvement et jusqu'à la fin de la période de cure spécifiée. Le surveillant doit insister pour que la méthode de cure appropriée soit appliquée au fur et à mesure de l'enlèvement des coffrages; en effet, il ne faut pas attendre d'avoir terminé l'enlèvement complet des coffrages d'un élément de pont avant d'appliquer la méthode de cure, cette façon de faire étant néfaste pour le béton, particulièrement si le décoffrage est effectué après 3 ou 4 jours de cure.

Mentionnons que, en ce qui concerne les bétons latex 15 % (béton de type XVI-15), la cure doit être maintenue pour une période minimale de 72 heures dans le cas des chapes utilisées comme surface de roulement, et de 24 heures dans les autres cas. La cure de ce type de béton est beaucoup plus courte que celle de tout autre type de béton pour que l'eau contenue dans le latex s'évapore, que le latex se solidifie et, enfin, que le béton devienne étanche.

a) Méthodes de cure

Tous les matériaux nécessaires à la cure, y compris les toiles de fibres synthétiques, sont décrits à la norme 3501 « Matériaux de cure » du *Tome VII – Matériaux* de la collection Normes – Ouvrages routiers du Ministère.

Toiles absorbantes imbibées d'eau

Le but de cette méthode de cure consiste à fournir de l'eau au béton lors de la réaction d'hydratation.

Des toiles de fibres synthétiques imbibées d'eau sont utilisées pour maintenir la surface du béton humide. Elles sont recouvertes de feuilles imperméables (polythènes) pour ralentir l'évaporation de l'eau qu'elles contiennent. Des mesures doivent être prises pour que les feuilles ne soient pas soulevées par le vent, ce qui annulerait leur efficacité. Une des mesures efficaces pour empêcher le vent de s'engouffrer sous les feuilles consiste à faire se chevaucher les feuilles selon la direction de celui-ci tout en lestant les toiles à l'aide de pièces de bois. Il faut être prudent sur ce dernier point pour que le béton encore plastique ne soit pas marqué; il est conseillé d'attendre que le béton soit suffisamment durci avant d'y déposer les pièces de bois. De plus, toute feuille déchirée ou présentant des trous doit être immédiatement remplacée.

Tout au long de la cure, les toiles absorbantes doivent demeurer imbibées d'eau. À cette fin, les entrepreneurs utilisent souvent un tuyau perforé placé sous les feuilles imperméables au point haut de l'ouvrage, fonctionnant en permanence. Dans le cas où une route ouverte à la circulation se trouve sous l'ouvrage, il faut réduire au minimum le ruissellement de l'eau sur cette route; par temps froid, des mesures additionnelles doivent être prises pour éviter la chute de glaçons. Cette méthode de cure est particulièrement intéressante par temps chaud, puisque l'eau, généralement plus froide que l'air ambiant, refroidit la surface du béton.

La présence des feuilles imperméables est essentielle, car elles empêchent l'eau des toiles de s'évaporer. Il est interdit à un entrepreneur d'utiliser les toiles absorbantes sans utiliser de feuilles imperméables, car sur certaines zones, particulièrement aux extrémités, les toiles peuvent s'assécher par manque d'eau, ce qui provoque une interruption de la cure.

Mentionnons que le surveillant doit s'assurer que la toile absorbante utilisée est blanche : cette couleur aide à atténuer les conséquences du rayonnement solaire sur la température du béton et permet également de diminuer l'évaporation de l'eau.

Précisons qu'il existe également, depuis quelques années, un produit qui combine la toile de fibres synthétiques et la toile imperméable. Ce produit, l'UltraCure DOT de la compagnie Sika, est généralement accepté pour les surfaces autres que les dalles si son usage unique est respecté. Le surveillant doit toutefois être vigilant avec ce produit, car il existe également un produit similaire, l'UltraCure NCF, qui est davantage adapté aux travaux de bâtiments et dont la toile absorbante emmagasine moins d'eau. Pour les surfaces de dalle, l'utilisation du produit UltraCure n'est pas recommandée, car la quantité d'eau contenue dans la couche de fibres synthétiques n'est pas suffisante pour maintenir l'humidité de la dalle pendant les sept jours de la cure. De plus, si le produit est utilisé avec des tuyaux d'arrosage perforés, il a tendance à se soulever au vent.

La température de l'eau utilisée pour la cure du béton doit être supérieure à 10 °C. Le surveillant doit porter une attention particulière à la température de l'eau de la cure lors des périodes de temps froid et en début de saison, car il est possible que celle-ci soit en deçà de cette température minimale. Si c'est le cas, il est toutefois assez facile, compte tenu des faibles quantités nécessaires à la cure, de réchauffer une eau trop froide au moyen d'un bassin et d'un élément chauffe-eau.

L'utilisation de l'eau d'un cours d'eau doit toujours être considérée avec précaution. Le CCDG exige que l'eau servant à la cure présente les mêmes caractéristiques que celle employée pour le gâchage du béton. Certains cours d'eau peuvent avoir une eau de qualité, et des essais peuvent valider cette exigence du CCDG. Il faut toutefois s'assurer, dans ce cas, que la qualité de l'eau sera la même tout au long de la cure. Certains cours d'eau peuvent ainsi présenter une qualité d'eau très variable lorsque surviennent des pluies importantes ou encore, en milieu agricole, pendant les périodes d'épandage intensif dans les champs. Il est donc recommandé, dans ces cas, d'utiliser plutôt une réserve d'eau (sous forme de bassin temporaire ou de réservoir) prélevée du cours d'eau pour la cure. Il sera aussi plus facile de contrôler sa qualité et de maintenir sa température adéquate.

Matériau de cure formant membrane

Cette méthode consiste à recouvrir, une fois les coffrages enlevés, toute la surface du béton d'un produit liquide qui réduit considérablement l'évaporation de l'eau. Cette méthode de cure est toutefois réservée à des surfaces de béton durcies, une fois le décoffrage effectué.

Lors de l'emploi d'un matériau de cure formant membrane, il faut veiller à ce que le taux d'application du produit soit suffisant et que le recouvrement de la surface soit complet, car l'application inadéquate du produit, même sur de petites zones, mènera à l'évaporation de l'eau du béton.

La quantité de matériau appliqué doit correspondre à ce qui est exigé dans la fiche technique du matériau sans être inférieur au minimum du CCDG. Souvent, plus d'une passe doit être effectuée avec le vaporisateur afin d'obtenir le taux minimal d'application sans avoir de coulures du matériau. Le surveillant doit donc consulter la fiche technique afin de savoir quel taux de pose minimal est exigé et vérifier, en fonction du volume de l'applicateur et de la surface du béton à recouvrir, si cette exigence est respectée.

Le matériau de cure, une fois appliqué, doit également présenter un aspect uniforme sur toute la surface de béton et ne doit pas laisser voir de marques ou de traînées. Cet aspect est souvent négligé en chantier, car les entrepreneurs utilisent constamment les mêmes pulvérisateurs sans les nettoyer adéquatement, ce qui fait que les buses de pulvérisation sont souvent partiellement obstruées. Le surveillant doit intervenir au besoin auprès de l'entrepreneur afin que celui-ci applique une quantité additionnelle de produit. L'utilisation d'un matériau de cure avec un colorant fugace, comme l'exige le CCDG pour la plupart des surfaces, aide à s'assurer de l'uniformité lors de la pose et fait que les surfaces traitées ne seront pas tachées par le produit puisque ce dernier devient transparent en séchant. Bien qu'il existe des matériaux de cure transparents à l'application, il faut les éviter, car il est difficile de valider que toute la surface est traitée adéquatement.

Il ne faut pas utiliser les matériaux pigmentés blancs sans colorant fugace la plupart du temps, car la surface du béton aura alors un aspect peu esthétique. Ces matériaux sont uniquement permis sur les faces de béton remblayées, car il n'y a pas à ce moment d'enjeu sur l'esthétique. Ils doivent dans ce contexte toujours être employés sur un béton uniquement à la suite du décoffrage et non sur le béton frais.

Précisons que les matériaux de cure formant membrane réduisent l'adhérence du béton plastique à un béton durci. Il est donc recommandé de ne pas les utiliser lorsqu'un bétonnage subséquent est prévu contre la surface traitée, comme sur un joint de construction. Il en va de même pour les surfaces à recouvrir d'une membrane d'étanchéité pour joints. Si un matériau de cure a été utilisé

sur une telle surface, il faut préparer la surface du béton au moyen d'un jet d'eau haute pression de manière à enlever les résidus des matériaux de cure avant de procéder à la pose de la membrane ou au bétonnage. Il faut porter une attention particulière à ces derniers cas pour éviter le plus possible d'endommager la galvanisation des barres d'armature exposées lors de la préparation de la surface, lorsque ce type de barre est employé.

b) Dessus de dalles, de trottoirs et de pistes cyclables

La cure des dalles, des trottoirs et des pistes cyclables est effectuée en deux étapes. La première, appelée *humidification préalable à la cure*, sert à fournir de l'eau au béton plastique, et la seconde, appelée méthode de cure *toiles absorbantes imbibées d'eau*, sert à fournir de l'eau une fois la prise commencée.

Lors du bétonnage d'une dalle, une des deux plates-formes de travail placées à l'arrière de l'équipement de finition doit être réservée à l'humidification et à la cure des surfaces.

Humidification préalable à la cure

L'humidification des surfaces est réalisée sur les dalles, les trottoirs et les pistes cyclables, car ces éléments sont particulièrement susceptibles de subir des fissurations dues aux retraits plastique et endogène. Elle doit débuter dès que les ouvriers ont terminé la finition du béton, de manière à ce que seule la plus petite superficie possible de béton fini soit sans humidification. Pour une dalle, le CCDG exige que la distance maximale entre l'arrière de l'équipement de finition et les dernières zones de béton non humidifiées soit de 6 m. Le surveillant doit être vigilant et aviser l'entrepreneur, au besoin, de ralentir le rythme des travaux de mise en place du béton si les ouvriers chargés de sa finition ne réussissent pas à respecter cette distance de 6 m.

Une fois la finition du béton terminée, il faut pulvériser de l'eau sous forme de fines gouttelettes (bruine) sur le béton plastique de façon à le garder continuellement humide en surface. L'équipement de pulvérisation employé ne doit pas endommager le béton plastique. L'utilisation d'un équipement manuel de faible pression est recommandée, le meilleur étant celui qui sert à l'arrosage des végétaux dans les serres.

L'humidification préalable doit se faire uniformément sur toute la largeur de la dalle, à partir de la passerelle de travail prévue à cette fin. L'entrepreneur doit éviter de travailler uniquement à partir des côtés extérieurs de la dalle, car cela conduit à une humidification trop importante des côtés extérieurs et à une humidification insuffisante de la partie centrale. Ces problèmes sont particulièrement importants sur les ponts de grande largeur.

Mentionnons que l'utilisation d'un grand nombre de jets montés sur une plate-forme de travail est à proscrire, car ils ne permettent pas d'ajuster localement la quantité d'eau; pour que suffisamment d'eau se trouve à un endroit donné du profil transversal, trop d'eau sera présente ailleurs. Ce genre d'équipement produit aussi un nombre considérable de gouttes qui nuisent au relief du béton. De même, l'utilisation d'un équipement manuel, dont la pression est supérieure à celle provenant d'un aqueduc municipal, est déconseillée, car les risques de débordement sur les zones de dalle en cours de finition sont élevés.

Il faut faire très attention à la quantité d'eau vaporisée; en effet, un apport trop important va amener l'eau à s'égoutter, à couler ou à ruisseler sur le béton plastique, ce qui entraînera l'endommagement de la matrice du béton. Les particules fines de la pâte ont alors tendance à s'éroder sous le passage de l'eau. À l'inverse, un trop faible apport d'eau peut entraîner des problèmes importants de fissuration dus au retrait du béton.

L'humidification doit être répétée aussi souvent que nécessaire jusqu'au début de la cure elle-même (avec toiles imbibées). La fréquence peut être très élevée en fin d'après-midi et en début de soirée, de l'ordre de deux à trois fois par heure, voire plus, alors qu'elle est beaucoup plus faible une fois le soleil couché. Un béton plastique suffisamment humecté présente un aspect luisant, très visible sous les projecteurs utilisés lors du bétonnage de nuit.

Les ouvriers effectuant l'humidification doivent éviter d'arrêter ou de démarrer l'équipement de pulvérisation au-dessus de la surface de béton plastique pour que les gouttes n'endommagent pas le relief du béton. Pour les mêmes raisons, ils doivent aussi éviter de mouiller la plate-forme de travail.

Mentionnons finalement que, pour faciliter le travail des ouvriers sur un pont assez long, le surveillant doit inviter l'entrepreneur à installer une conduite d'amenée d'eau, connectée à un aqueduc municipal ou à un camion-citerne, de chaque côté du pont avec des sorties installées de place en place.

Cure (toiles absorbantes imbibées d'eau)

La cure au moyen de la méthode *toiles absorbantes imbibées d'eau* (voir la section 4.3.5.9 a) ci-dessus) doit débuter immédiatement après que l'entrepreneur a mis fin à l'humidification préalable à la cure. S'il est possible, lors de l'installation des toiles, que le béton ne soit pas tout à fait durci, sa prise doit avoir suffisamment commencé pour que la surface ne soit pas marquée par le dépôt des toiles de cure. Les ouvriers affectés à la pose des toiles doivent circuler à l'extérieur des surfaces de béton. Une fois les toiles déposées sur le béton, il faut éviter de les déplacer à nouveau, du moins dans les premières heures, car il est possible de marquer la surface du béton ou de déchirer une toile. Ces précautions sont très importantes parce qu'il est très difficile de réparer de façon durable les dommages au relief du béton. Le surveillant doit donc veiller à ce que les ouvriers chargés des travaux de cure soient bien au fait des risques qui y sont associés.

Les toiles doivent être déposées avec soin sur la surface de béton. Pour éviter que des marques de gouttes d'eau ne l'endommagent, il faut s'assurer que les toiles sont sèches au moment de la pose; une fois posées, cependant, elles doivent être immédiatement imbibées pour ne pas absorber l'eau du béton.

Ce travail de saturation est habituellement fait avec l'équipement ayant servi à l'humidification préalable à la cure. Après avoir été saturées, les toiles doivent être recouvertes de feuilles imperméables; pour éviter leur décollement dû au vent, il est conseillé d'attendre le durcissement du béton avant de procéder à la pose des feuilles et, éventuellement, à celle d'éléments de lestage.

Si l'entrepreneur veut utiliser un tuyau perforé fonctionnant en permanence sous les toiles imperméables pour assurer leur mouillage, il doit attendre que le béton soit suffisamment durci pour éviter que l'eau sortant sous pression l'endommage. Il faut aussi vérifier de temps à autre que le

système fonctionne bien sur l'ensemble des surfaces. Si l'entrepreneur n'utilise pas un tuyau perforé, il doit être beaucoup plus vigilant et s'assurer au moins toutes les 12 heures que les toiles sont imbibées d'eau. Mentionnons que des toiles humides, mais non imbibées d'eau, sont insuffisantes pour assurer une cure efficace, d'où l'exigence du CCDG relative à la présence d'une mince couche d'eau sur le béton sous les toiles humides.

Surfaces coffrées

Si les coffrages sont enlevés avant la fin de la période de cure et si l'entrepreneur ne désire pas poursuivre la cure au moyen de toiles absorbantes imbibées d'eau, la cure des surfaces décoffrées peut s'effectuer selon la méthode de cure *matériaux de cure formant membrane* (voir la section 4.3.5.9 a) ci-dessus). La cure des surfaces finies, dont celles du dessus de la dalle, doit cependant se poursuivre au moyen de toiles absorbantes imbibées d'eau, même si un matériau de cure formant membrane est appliqué sur les surfaces décoffrées.

c) Autres éléments

Pour la cure des surfaces finies, donc celles non coffrées, de tous les éléments autres que ceux des dalles, trottoirs et pistes cyclables, l'exigence de l'humidification préalable n'est obligatoire qu'après un délai de 2 heures suivant la finition. Cette humidification, si elle est nécessaire, est réalisée au moyen du même type d'équipement et selon les mêmes précautions que pour les dalles (voir la section précédente).

Après l'humidification, ou dans un délai de moins de 2 heures suivant la finition, une cure avec toiles absorbantes imbibées d'eau doit être effectuée sur ces surfaces.

Le CCDG prévoit un délai de 2 heures avant de commencer l'humidification pour ces surfaces, mais rien n'empêche l'entrepreneur de réaliser une humidification préalable plus tôt s'il le juge nécessaire. Ce peut être le cas, entre autres, pour des éléments comportant une grande surface non coffrée, comme les semelles, particulièrement lorsqu'elles sont coulées par temps chaud, sec ou venteux. Si de telles conditions sont prévues, le surveillant peut d'ailleurs suggérer cette façon de faire à l'entrepreneur au moment d'autoriser le bétonnage.

Si les coffrages sont enlevés avant la fin de la période de cure et si l'entrepreneur ne désire pas poursuivre la cure au moyen de toiles absorbantes imbibées d'eau, la cure des surfaces décoffrées peut être effectuée selon la méthode *matériaux de cure formant membrane* (voir la section 4.3.5.9 a) ci-dessus).

La cure des surfaces finies doit toutefois se poursuivre au moyen de toiles absorbantes imbibées d'eau, même si un matériau de cure formant membrane est appliqué sur les surfaces décoffrées, sauf dans le cas des semelles et des dalles de transition.

Pour ces deux éléments seulement (semelles et dalles de transition), il est possible, au moment du décoffrage, de remplacer la cure à l'eau des surfaces finies (non coffrés) par une cure avec matériaux de cure. Cette substitution est permise dans ces seuls cas, car ces éléments sont moins affectés ou leur durabilité est moins cruciale; de plus, ils sont réalisés avec un béton de type V, qui possède un rapport eau/liant plus élevé, pour lequel la cure à l'eau est moins essentielle. Il faut toutefois veiller dans ce cas à ce que le matériau de cure soit appliqué le plus rapidement possible aux surfaces à la suite de l'interruption de la cure à l'eau. Cette possibilité ne s'applique également que lorsque l'on procède au décoffrage avant la fin de la période de cure.

4.3.5.10 Inspection, correction et nettoyage des surfaces

Inspection du dessus de dalle

Immédiatement après la cure, le surveillant doit vérifier le profil du dessus d'une dalle neuve ou des surfaces de réparation d'une dalle existante, d'un trottoir ou d'une piste cyclable avec une règle de 3 m; il s'agit d'un outil de mesure qui est régulièrement employé pour mesurer les irrégularités après la pose des enrobés. Toute irrégularité ou dépression excédant 5 mm pour 3 m en un point quelconque de la surface doit être traitée selon la section 7.10 « Travaux défectueux » du CCDG. La solution correctrice proposée par l'entrepreneur doit alors être analysée par le surveillant, en collaboration avec le concepteur.

Dans ces situations, l'entrepreneur peut proposer de meuler les bosses dans la dalle jusqu'à ce que le profil soit conforme. Ce type de proposition doit être analysé avec soin, car il faut s'assurer que l'épaisseur du recouvrement de béton au-dessus des armatures n'en sera pas réduite de manière indue. Il faut également éviter de créer de nouveaux creux sur la surface en tentant de corriger des défauts. Avant la correction par meulage, il est conseillé d'effectuer un relevé LiDAR (*Light Detection and Ranging*) du dessus de la dalle de manière à évaluer avec précision les surfaces à retoucher et la profondeur du meulage à effectuer.

Pour corriger une dalle neuve, le surveillant ne doit en aucun cas accepter une proposition qui consisterait, par exemple, à mettre une couche mince d'enrobé à chaud de correction (EC-10) préalablement à la pose de la membrane, notamment à cause des problèmes de durabilité réduite de la membrane d'étanchéité et de la couche d'enrobé au-dessus.

Dans le même ordre d'idées, il peut arriver que l'entrepreneur propose l'utilisation d'un produit à base de bitume (de type Easy-Melt 200 de IKO ou Soprasphalte de Soprema) avant la pose de la membrane pour combler les creux observés dans la dalle et tenter de corriger le profil. Cette proposition doit aussi être rejetée, car le produit bitumineux restant malléable après sa pose, le profil des zones traitées ne sera pas adéquat après l'application de la membrane et la compaction de l'enrobé, ce qui entraînera des problèmes de durabilité. Bien qu'il soit parfois possible de corriger localement des petits défauts de surface ayant une texture non conforme à ce type de produit, il faut en proscrire l'utilisation pour une correction de profil ou de texture plus étendue.

À ce sujet, le surveillant ne doit pas confondre le problème de profil de la dalle avec celui du relief ou de la texture des surfaces; ce cas est traité au chapitre 10 « Membrane d'étanchéité pour dalle et membrane d'étanchéité pour joints » de ce manuel.

Plus de détails sur les corrections des surfaces de dalle sont donnés à la section « Correction des surfaces » du chapitre 10 du manuel.

Inspection des blocs d'assise

L'entrepreneur doit vérifier l'emplacement et l'élévation des blocs d'assise ainsi que la position des ancrages avant d'y positionner les appareils d'appui. Cette vérification vise à assurer le respect des tolérances de positionnement, mais aussi le bon positionnement des appareils d'appui. Dès la réception du relevé des blocs d'assise, le surveillant doit vérifier si celui-ci est signé par un ingénieur et si toutes les informations exigées au CCDG sont présentes. Si le relevé des blocs d'assise démontre que le positionnement des appuis sera hors tolérance, ceux-ci doivent être corrigés selon les critères de la section 7.10 « Travaux défectueux ».

La correction la plus simple consiste à meuler les surfaces trop hautes afin de les ramener à des niveaux acceptables qui respectent les exigences de l'article 15.4.3.5.8 « Finition du béton » du CCDG sur l'élévation des blocs d'assise. Si un bloc d'assise n'a pas une élévation suffisante, il peut s'avérer nécessaire de le reconstruire. Le surveillant doit refuser toute solution qui consisterait à appliquer une couche de mortier sur le béton du bloc d'assise, car ce type d'application n'est pas durable. De même, il faut éviter l'application de produits à base d'époxy ou de résine polymérique (notamment PMMA), car la surface de ces produits est trop lisse.

Inspection des réparations

L'inspection des surfaces réparées s'applique à une réparation de béton sur tout type d'élément (dalles, murs, etc.), et particulièrement aux surfaces réparées sans surépaisseur, de même qu'aux surfaces réparées au moyen de béton projeté, qui sont traitées au chapitre 6.

À la suite de la cure du béton, le surveillant doit inspecter les surfaces réparées au moyen d'un marteau de géologue ou de maçon. Le but de cette vérification est de détecter tout manque d'adhérence de la réparation avec le substrat dans le cas d'une réparation sans surépaisseur, ou tout vide dans le cas d'une réparation avec surépaisseur. Ce dernier cas, plutôt rare, peut surtout se produire lorsque du béton a été mal consolidé.

L'entrepreneur est tenu de donner accès aux surfaces réparées. Le surveillant devrait utiliser les mêmes moyens d'accès que ceux employés par les ouvriers pour l'enlèvement des coffrages.

Comme le surveillant évalue l'adhérence ou la présence des vides en écoutant le bruit émis par le marteau contre la surface bétonnée, il est important que cette vérification se fasse dans un environnement comportant le moins de bruit possible. Il est également essentiel que la surface sondée ne soit pas gelée. Les manques d'adhérence et les vides étant alors comblés de glace, le son creux caractéristique d'un défaut ne peut être entendu.

Lorsqu'un manque d'adhérence ou un vide sont détectés, il faut marquer la surface de béton concernée. L'entrepreneur doit réparer les surfaces marquées, y compris une zone de 150 mm au pourtour du défaut observé afin d'être bien sûr d'englober la totalité du défaut dans la nouvelle réparation.

Correction (ensemble des surfaces)

La correction des surfaces s'applique à toutes les surfaces de béton des éléments neufs ou des réparations, qu'elles soient visibles ou non sur l'ouvrage final.

Toutes les surfaces de béton doivent être corrigées aussitôt après la fin de la cure. Le CCDG impose cette exigence, car plus vite la correction est faite, meilleure sera l'adhérence du matériau au béton. Mentionnons que, si le décoffrage est effectué avant la fin de la période de cure, la poursuite de la cure prime la correction des surfaces pour que ne soient pas altérées les caractéristiques de durabilité du béton; par conséquent, la correction des surfaces est toujours effectuée après la période de cure, même si le décoffrage est réalisé avant la fin de celle-ci.

Le report de la correction des surfaces à la fin du projet est rarement une bonne décision, puisque cela coïncide souvent avec la fin de la saison et les problèmes qui y sont associés, notamment une température du substrat plus froide, rarement compatible avec la pose du matériau de réparation. Si le décoffrage se fait en fin de saison, lorsque les températures extérieures sont plus fraîches, le fait d'agir rapidement améliorera les corrections, la température du béton étant encore suffisamment élevée.

Toutes les aspérités, les arêtes rugueuses, les dénivellations de surfaces attribuables à un mauvais alignement des coffrages, entre eux ou par rapport au béton existant dans le cas des réparations avec coffrages sans surépaisseur, et les bavures de béton doivent être soigneusement meulées. Les bavures de laitance, fréquentes entre deux panneaux de coffrage, doivent aussi être meulées.

Tous les cônes en plastique des attaches de coffrage doivent être retirés de la surface du béton. Il faut nettoyer les surfaces des trous laissés dans le béton par l'enlèvement des cônes avec une brosse métallique ou avec un jet d'abrasif afin d'augmenter leur rugosité. Cette façon de faire, importante, favorise l'adhérence du mortier cimentaire au béton.

Les trous laissés par l'enlèvement des cônes et des dispositifs de levage des éléments préfabriqués ainsi que les cavités ayant entre 6 et 12 mm de profondeur et résultant notamment du bullage, doivent être comblés de mortier cimentaire. Il est peu utile de combler les cavités de moins de 6 mm, car cela n'a pas d'impact important sur la durabilité de l'ouvrage. Le bullage est causé par l'évaporation de l'eau qui s'est accumulée contre les coffrages lors des opérations de vibration du béton; la taille de ces bulles dépasse rarement 12 mm.

Les cavités dont la profondeur excède 12 mm sont souvent causées par un manque de pâte à la surface du béton; lorsque plusieurs cavités sont proches les unes des autres; elles sont désignées sous le nom de *nid de cailloux*. Ces défauts, qui sont la plupart du temps causés par un manque de consolidation du béton, doivent être traités au cas par cas. Il en est de même pour les coins brisés, notamment ceux des épaulements de joints de tablier à plus d'une garniture, car la réparation au mortier sera peu durable. Dans tous ces cas, le surveillant doit consulter le concepteur lorsque des défauts importants de cette nature sont présents sur les surfaces. Bien qu'il revient à l'entrepreneur de proposer une solution dans ces cas, parfois, il ne doit pas hésiter à exiger une réparation avec coffrages sans surépaisseur, effectuée selon les exigences applicables à ce type de réparation.

Le surveillant doit refuser les solutions qui consistent à appliquer de grandes surfaces de mortier en minces couches ou à appliquer localement un mortier à de grandes profondeurs, car ces réparations ne seront pas durables ou constitueront un chemin d'accès privilégié pour les chlorures. Les fiches techniques des mortiers de réparation peuvent parfois laisser croire que ces produits sont aussi durables qu'un béton, mais la fabrication du mortier en chantier et son application font que le résultat est beaucoup plus hétérogène qu'une réparation de béton. Les réparations de mortier à grande échelle montreront ainsi des zones plus poreuses ou qui auront mal adhéré au substrat, ce qui accélérera le processus de détérioration.

Lorsqu'il est permis, le mortier utilisé par l'entrepreneur doit être l'un de ceux mentionnés à la *Liste des matériaux relatifs au béton éprouvés par le Laboratoire des chaussées*, disponible sur le site Web du Ministère.

Il faut veiller à ce que le mortier choisi ait une résistance à la compression d'au moins 20 MPa à 24 heures (pour que le gain de résistance soit le plus rapide possible étant donné qu'aucune cure n'est effectuée en général) et qu'il soit de couleur gris béton pour préserver l'esthétique de l'ouvrage. Lorsque l'ouvrage est situé en milieu urbain et qu'il est important de préserver son aspect esthétique, des essais à petite échelle peuvent être réalisés avant la correction de manière à ce que la couleur soit validée. Dans ces cas, le fournisseur de mortier peut être consulté quant aux possibilités d'ajustement de la couleur.

Pour éviter que le mortier de correction ne gèle, ce qui le rendrait peu durable, le CCDG exige que le béton des surfaces à corriger ait une température d'au moins 5 °C lors des 24 heures suivant l'application du mortier; le surveillant doit faire cesser la pose du mortier si une température inférieure est prévue. Le surveillant doit aussi s'assurer que le gâchage et la pose du mortier sont exécutés selon les recommandations du fabricant du mortier.

Les travaux relatifs à la pose du mortier sont souvent considérés comme peu importants par l'entrepreneur, et parfois aussi par le surveillant. Les ouvriers sont donc quelquefois moins soucieux de la qualité de leurs travaux, notamment quant au débordement autour des trous ou des cavités à combler. Le débordement du mortier est un problème courant et facile à éviter, mais dévastateur pour l'aspect esthétique d'un ouvrage. Il n'est pas nécessaire de réaliser une cure une fois le mortier mis en place dans les trous de cônes ni pour la correction des petites cavités de 6 à 12 mm, comme cela a été précisé précédemment.

La correction des surfaces est souvent considérée à tort comme une opération seulement cosmétique. Si cet aspect est important, la correction améliore également la résistance de l'élément de pont contre les infiltrations d'eau et d'agents agressifs, ce qui augmente par le fait même la durée de vie de l'ouvrage. C'est pour cette raison que le CCDG exige que toutes les surfaces de béton soient corrigées, même celles situées sous la surface du sol.

Mentionnons que le CCDG exige que les trous créés au-dessous des dalles par l'enlèvement des tiges filetées des selles commerciales utilisées pour soutenir les coffrages de dalle sur poutres, soient comblés au moyen d'un mastic d'étanchéité; cette exigence est due à la difficulté de nettoyer les multiples petits trous utilisés sur les tiges et, surtout, au fait qu'il est à peu près impossible au mortier de se maintenir sur le pourtour en acier des selles. Cette dernière exigence se trouve à l'article 15.4.3.1.6, « Enlèvement des coffrages », du CCDG, mais elle est mentionnée ici car elle s'apparente à la correction des surfaces.

Lorsque des ouvertures temporaires sont prévues à la partie supérieure des coffrages pour faciliter le bétonnage, comme c'est souvent le cas lors de travaux de réparation, ces ouvertures peuvent être démontées le lendemain du bétonnage, et le béton de surplus, enlevé au moyen d'un marteau et d'un ciseau manuels jusqu'à une distance d'environ 5 mm du profil final de la surface de béton. Cette épaisseur de 5 mm doit être meulée jusqu'au niveau des surfaces de béton environnantes. Ces exigences des plans visent à harmoniser au mieux les surfaces réparées avec les surfaces environnantes.

Mentionnons finalement que, dans le cas précis, des cavités des dispositifs de levage des éléments préfabriqués, comme les murs et les ponceaux, le devis spécial spécifie quelques mortiers acceptés à cette fin. Le surveillant doit s'en tenir à cette liste, car ces mortiers contiennent un adjuvant au latex, ce qui leur confère une meilleure adhérence et une imperméabilité supérieure aux chlorures. Ces propriétés supérieures sont nécessaires étant donné le très faible recouvrement de mortier sur ces éléments.

Pose d'une membrane pour joints sur les éléments fissurés et les joints de construction

Une fois effectué l'enlèvement des coffrages d'une culée, d'une béquille de portique ou d'un mur de soutènement coulé en place, le surveillant doit inspecter soigneusement les surfaces décoffrées afin d'y déceler les fissures. Les fissures relevées doivent être recouvertes d'une bande de membrane autocollante, comme l'exige le CCDG (côté remblai, bande de 300 mm, etc.) sur les surfaces à remblayer à l'arrière et à l'avant de ces éléments.

Cette membrane permet d'éviter tout écoulement d'eau à travers l'élément de béton et, en conséquence, augmente sa durée de vie. La même exigence s'applique aux joints de construction des éléments, qu'ils soient prévus ou non aux plans.

Mentionnons que le CCDG ne spécifie pas d'ouverture minimale quant à la largeur des fissures devant être recouvertes de membrane, mais l'usage veut que les fissures visibles lors d'une inspection sommaire soient recouvertes.

Le surveillant doit se référer au chapitre 10 « Membrane d'étanchéité pour dalle et membrane d'étanchéité pour joints » de ce manuel pour plus d'information concernant la membrane d'étanchéité pour joints, notamment en ce qui a trait aux délais de pose et à la préparation des surfaces.

Nettoyage (ensemble des surfaces visibles)

Le nettoyage s'applique à l'ensemble des surfaces de béton visibles qui ont été salies lors de la construction; en effet, comme le mortier utilisé à l'étape de la correction a presque toujours tendance à former des coulisses le long de l'ouvrage, le nettoyage doit, la plupart du temps, être fait sur l'ensemble des surfaces non remblayées.

Note

Le nettoyage s'applique aussi aux surfaces d'acier, comme celle des poutres, lorsqu'elles sont salies par le béton.

Il faut donc considérer dans ce cas-ci la notion de surfaces visibles au sens large, c'est-à-dire toutes celles qu'il est possible de voir après le remblayage (et non pas uniquement celles visibles des usagers de la route).

Une fois l'ensemble des travaux achevé et après un délai de 3 jours suivant la correction des surfaces, l'entrepreneur doit nettoyer les surfaces de béton et d'acier pour enlever les bavures ou les éclaboussures de mortier ou de béton ainsi que les taches de rouille sur l'ensemble de l'ouvrage. Ce délai vise, entre autres, à éviter que le nettoyage endommage le mortier fraîchement posé ou qu'il soit repoussé à la toute fin des travaux par l'entrepreneur.

Ce nettoyage est nécessaire pour que l'ouvrage, une fois terminé, présente un aspect uniforme. Le surveillant doit porter une attention particulière au nettoyage des poutres à la suite du bétonnage de la dalle.

Dans le cas des surfaces de béton attenant à un coffrage qui a été recouvert d'une doublure de coffrage, mentionnons que le CCDG exige que le nettoyage soit fait uniquement au moyen d'un jet d'eau sous pression (pression de 15 MPa et débit de 20 l/min) et non au jet d'eau haute pression ou avec tout autre moyen. Cette exigence vise à préserver le fini lisse créé par la doublure de coffrage et à réduire au minimum l'apparition de vides à la surface du béton.

4.3.5.11 Finition du béton durci

La finition du béton durci consiste essentiellement à enlever une mince couche de pâte à la surface du béton. Trois degrés de finition, décrits dans le CCDG, peuvent être réalisés : léger, moyen et profond. À moins d'indication contraire dans le devis spécial, le fini à utiliser est de degré léger.

Contrairement à la correction des surfaces, qui doit toujours s'effectuer, la finition du béton durci doit, pour être effectuée, être mentionnée dans le devis spécial et faire l'objet d'un article payeur.

La finition du béton durci est généralement utilisée dans un but esthétique, autant sur un pont neuf que sur un pont existant. Dans ce dernier cas, il peut s'avérer intéressant d'uniformiser, en tout ou en partie, la texture et la couleur d'un pont ayant subi plusieurs réparations éparses avec coffrages sans surépaisseur.

La finition du béton durci est réalisée au moyen d'un jet d'eau haute pression ou par projection d'abrasif humide. Le jet d'abrasif sec est interdit depuis le renforcement des exigences de santé et sécurité relatives à la silice cristalline libérée dans l'air. Les résultats attendus sont cependant demeurés les mêmes.

Une fois la finition du béton durci terminée, il faut débarrasser la surface de tout débris au moyen d'un jet d'eau sous pression. En effet, les surfaces environnantes sont salies, lors des opérations, par la projection de grains de liant non hydratés ainsi que des poussières et du sable. Bien que ce que l'on pourrait appeler le *second nettoyage* puisse à première vue sembler superflu, il est en réalité très important pour que l'aspect esthétique recherché soit bel et bien obtenu.

Il convient ici de différencier deux expressions utilisées dans le CCDG : *jet d'eau sous pression* et *jet d'eau haute pression*. Les caractéristiques du jet d'eau sous pression étant définies dans le CCDG, ses résultats attendus sont peu explicités. Il s'agit en fait d'enlever ce qui peut l'être avec ce type d'équipement. À l'inverse, les caractéristiques du jet d'eau haute pression n'étant pas définies dans le CCDG, ses résultats attendus sont très précis. Il s'agit en fait d'utiliser un équipement de puissance suffisante pour obtenir les résultats attendus. Il est possible, quoique peu fréquent, que le jet d'eau sous pression produise ces résultats sur un ouvrage donné.

4.3.6 Imperméabilisation du béton, recouvrement avec enduit de surface et injection de fissure

4.3.6.1 Imperméabilisation du béton

L'imperméabilisation du béton consiste à sceller sa surface, ce qui a pour résultat d'empêcher la pénétration de l'eau et des agents agressifs qu'elle contient à l'intérieur du béton. L'imperméabilisation du béton est généralement effectuée sur des surfaces de béton d'un certain âge, mais qui sont soit à l'état neuf, soit légèrement endommagées ou fissurées, pour en prolonger la vie utile. Si les surfaces sont trop endommagées, il est inutile d'effectuer ce genre d'intervention. Le surveillant doit consulter le concepteur s'il pense que les surfaces sont trop endommagées.

Lorsqu'un imperméabilisant doit être posé sur un nouveau béton, le CCDG exige un délai minimal de 28 jours suivant le bétonnage avant cette pose. Ce délai est dû au silane contenu dans l'imperméabilisant qui, pour être efficace, doit réagir avec la chaux provenant de l'hydratation du liant. Un imperméabilisant posé avant la fin du délai de 28 jours risque donc de ne pas être très efficace.

L'application d'un imperméabilisant nécessite une surface de béton sèche, propre et libre de tout matériau de cure formant membrane, de toute laitance, huile ou autre saleté. À cette fin, un nettoyage au moyen d'un jet d'abrasif humide ou d'un jet d'eau haute pression doit être effectué sur la surface à imperméabiliser moins de 7 jours avant l'application. Le jet d'abrasif sec est interdit depuis le renforcement des exigences de santé et sécurité relatives à la silice cristalline libérée dans l'air; les résultats attendus sont cependant demeurés les mêmes.

S'il y a déjà présence d'un enduit sur la surface du béton existant, il faut l'enlever selon la réglementation en vigueur; la présence de cet enduit est normalement indiquée dans le devis spécial. L'enduit existant peut parfois contenir des fibres d'amiante, ce qui complexifie son enlèvement et sa mise aux rebuts. La présence ou l'absence d'amiante est normalement déterminée à l'étape de la préparation de projet et est indiquée au devis spécial. Si le surveillant constate la présence d'un enduit existant sur l'ouvrage alors que le devis spécial n'en fait pas mention, une vérification devra être faite auprès du chargé d'activité du Ministère avant les travaux d'enlèvement afin de savoir si l'enduit existant a déjà été caractérisé.

Une fois terminé le nettoyage au moyen d'un jet d'abrasif humide ou d'un jet d'eau haute pression, il faut débarrasser la surface de tout débris au moyen d'un jet d'eau sous pression. En effet, les surfaces environnantes sont salies, lors des opérations, par la projection de grains de liant non hydratés ainsi que des poussières et du sable. Comme on l'a déjà mentionné à la section 4.3.5.11, bien que ce second nettoyage puisse à première vue sembler superflu, il est en réalité très important pour que l'aspect esthétique recherché soit bel et bien obtenu.

Il convient ici de différencier deux expressions utilisées dans le CCDG : *jet d'eau sous pression* et *jet d'eau haute pression*. Les caractéristiques du jet d'eau sous pression étant définies dans le CCDG, ses résultats attendus sont peu explicités. Il s'agit en fait d'enlever ce qui peut l'être avec ce type d'équipement. À l'inverse, les caractéristiques du jet d'eau haute pression n'étant pas définies dans le CCDG, ses résultats attendus sont très précis. Il s'agit en fait d'utiliser un équipement de puissance suffisante pour obtenir les résultats attendus. Il est possible, quoique peu fréquent, que le jet d'eau sous pression produise ces résultats sur un ouvrage donné.

Ces deux nettoyages doivent être réalisés entre 7 jours et 24 heures avant l'application de l'imperméabilisant. Le délai de 7 jours permet d'éviter de nettoyer trop à l'avance les surfaces qui pourraient se salir à nouveau; celui de 24 heures est nécessaire, quant à lui, pour permettre le séchage du béton afin de ne pas nuire à la pénétration du produit.

L'imperméabilisant peut produire une réaction chimique lorsqu'il est mis en contact avec un produit bitumineux et le dégrader. Il faut donc protéger efficacement de toute éclaboussure un enrobé à conserver. Les règles de bonne pratique conviennent également de protéger les matériaux autres que cimentaires, comme les conduits en plastique ou des éléments métalliques, afin qu'ils ne soient pas souillés lors de l'application.

L'imperméabilisant doit être appliqué à raison de 0,33 l/m^2 selon les exigences du CCDG, et ce, peu importe les recommandations données dans la fiche technique du produit. Il se peut que l'application de cette quantité d'imperméabilisant en une seule couche ne soit pas possible. Si un surplus d'imperméabilisant s'écoule à la surface du béton à la suite d'un essai réalisé au taux de 0,33 l/m^2, il faut effectuer l'application en deux couches. Le délai maximal entre chaque couche ne devrait pas dépasser 1 heure pour que l'imperméabilisant déjà posé n'ait pas le temps de sécher. Si la première couche sèche avant l'application de la deuxième, il est probable que l'efficacité de cette dernière sera très limitée.

Si le surveillant a des doutes sur l'efficacité du produit posé en lien avec le taux d'application utilisé par l'entrepreneur, il est également possible d'effectuer une vérification rapide au chantier au moyen d'un arrosage de la surface. Après un délai d'au moins six heures après l'application de la dernière couche d'imperméabilisant, l'entrepreneur peut, en présence du surveillant, arroser la surface traitée du béton avec un jet d'eau; si l'eau est absorbée par le béton (ce qui peut notamment être constaté par une surface qui devient plus sombre), une autre application de l'imperméabilisant sera alors nécessaire.

Les imperméabilisants sont définis de façon générale à la norme 3601 « Imperméabilisants à béton » du *Tome VII – Matériaux* de la collection Normes – Ouvrages routiers du Ministère. Il faut surtout s'assurer que le produit proposé par l'entrepreneur figure sur la *Liste des matériaux relatifs au béton éprouvés par le Laboratoire des chaussées*, disponible sur le site Web du Ministère.

Compte tenu de l'impossibilité d'évaluer la perte d'efficacité si les surfaces traitées sont soumises à la pluie ou à des éclaboussures avant la fin de la période de protection prévue dans le CCDG, il faut prendre les précautions nécessaires pour protéger adéquatement les surfaces.

Les imperméabilisants peuvent être combinés aux enduits de surface dont les caractéristiques sont données à la section suivante. Il convient de préciser que, dans ces cas, l'imperméabilisant est posé en premier lieu, car il doit pénétrer dans le béton pour être efficace.

4.3.6.2 Recouvrement avec enduit de surface

L'enduit de surface est un matériau posé en faible épaisseur sur les surfaces de béton existantes pour surtout améliorer l'esthétique d'un ouvrage.

La norme 31101 « Enduits de surface pour béton » du *Tome VII – Matériaux* de la collection Normes – Ouvrages routiers du Ministère classe les enduits de surface en deux catégories selon leur efficacité d'imperméabilisation : les enduits de surface standards (type 1) et les enduits de surface à haut pouvoir imperméabilisant (type 2).

Le choix du type d'enduit à appliquer est indiqué dans le devis spécial. Lorsqu'un enduit standard est exigé, un enduit à haut pouvoir imperméabilisant peut bien entendu être utilisé en équivalence, puisque ce dernier présente des caractéristiques supérieures. Il faut cependant éviter de substituer la pose d'un imperméabilisant combiné à un enduit de surface standard par la pose d'un enduit à haut pouvoir imperméabilisant seul. Bien que cette dernière catégorie d'enduit fasse preuve d'une certaine efficacité pour imperméabiliser le béton, elle demeure moins efficace que l'imperméabilisant.

La liste des enduits de surface de chaque catégorie, acceptés selon la norme 31101, figure sur la *Liste des matériaux relatifs au béton éprouvés par le Laboratoire des chaussées*, disponible sur le site Web du Ministère.

Aucun enduit ne doit être posé sur les tabliers de type dalle épaisse, les colonnes, les chevêtres (sur colonnes ou en porte-à-faux) et les poutres (à l'exception de la face extérieure et de la semelle inférieure des poutres de rive). Cette exigence imposée au concepteur est importante, car il faut que le Ministère puisse déceler toute éventuelle fissure sur ces éléments de pont. Si cette exigence est contredite par les plans et devis, le surveillant doit contacter le concepteur ou le chargé d'activité du Ministère pour s'assurer qu'il doit vraiment procéder selon ce qui est prévu aux plans et devis.

Lorsqu'un enduit de surface standard est combiné à un imperméabilisant, un délai d'au moins 24 heures et d'au plus 72 heures doit être prévu entre la pose de l'imperméabilisant et celle de l'enduit de surface pour que la cure de l'imperméabilisant soit effectuée et que les surfaces ne se salissent pas entre les deux opérations. Le surveillant doit vérifier que l'imperméabilisant et l'enduit de surface proposés par l'entrepreneur sont compatibles.

Si l'enduit de surface est employé seul, il faut que les surfaces à recouvrir soient nettoyées de la manière indiquée pour la pose de l'imperméabilisant. Pour les surfaces récemment bétonnées ou recouvertes de béton projeté, l'enduit doit être posé après un délai minimal de 14 jours à la suite du bétonnage ou de la pose du béton projeté. L'entrepreneur doit procéder aux mêmes nettoyages et respecter les mêmes délais que ceux prévus avant la pose de l'imperméabilisant à béton.

Dans tous les cas, l'acier devenu apparent à la suite du nettoyage des surfaces doit être recouvert d'un enduit protecteur pour armature, décrit dans le devis spécial. Cette exigence du devis spécial vise à retarder le plus possible l'apparition de taches de rouille sur les surfaces recouvertes d'un enduit.

Il faut poser l'enduit sur la surface du béton au moyen d'un pistolet afin d'obtenir une épaisseur uniforme, même à l'intérieur des trous et sur les autres défauts de la surface.

Les produits acceptés par le Ministère pour cet usage sont tous de type sablé, ce qui évite des surfaces brillantes peu aptes à cacher les défauts de profil. Les travaux sont réalisés en deux couches, une seule couche créant toujours des coulisses et des bavures sur les surfaces. En plus d'être inesthétiques, ces défauts laissent des surfaces dont le matériau est d'une épaisseur insuffisante. De plus, l'application en deux couches permet de corriger certains défauts susceptibles de survenir lors de la pose de la première couche.

Tout comme pour l'imperméabilisant, les règles de bonne pratique conviennent de protéger les matériaux autres que cimentaires, comme les conduits en plastique ou des éléments métalliques, pour qu'ils ne soient pas souillés lors de l'application. Il faut aussi protéger l'enduit de surface contre les intempéries et le gel pendant les 12 heures suivant sa pose. Cette exigence vise à éviter le lessivage et l'arrêt de l'hydratation du matériau.

4.3.6.3 Injection de fissures

Les exigences du CCDG pour les travaux d'injection de fissures visent l'injection au moyen de résine d'époxy, réalisée dans le but de redonner un bon comportement structural à une structure. Normalement, les fissures injectées présentent dans ce cas une ouverture de 0,5 mm et plus. Une façon simple de déterminer si une fissure peut être injectée consiste à utiliser un cure-dent plat et à tenter de l'insérer dans la fissure. Aux endroits où le cure-dent peut être inséré dans sa partie plate et demeurer en place, il est possible de placer des injecteurs.

Les injecteurs utilisés au Ministère sont des injecteurs de type « surface », donc ils ne requièrent aucun perçage ou meulage de la fissure. Les injecteurs sont alignés sur la fissure à injecter et leur scellement, tout comme celui de la fissure, s'effectue au moyen d'un mortier époxydique placé manuellement. Ce mortier de scellement est temporaire, c'est-à-dire qu'il n'est en place que pour l'injection et le mûrissement de la résine. Une fois les travaux d'injection terminés, le mortier de même que les injecteurs doivent être retirés par meulage.

Les fissures doivent avoir une ouverture suffisante pour pouvoir être injectées, mais il est possible que des fissures secondaires plus petites soient également présentes. Il est aussi possible qu'une fissure soit injectable sur une partie de sa longueur, mais pas son entièreté. Dans ces cas, les fissures doivent quand même être scellées au moyen du mortier, mais aucun injecteur n'y est installé.

Le produit utilisé pour l'injection (résine à deux composants) doit avoir été fabriqué au cours de la saison d'été où se déroulent les travaux. Le but de cette exigence est d'éviter l'utilisation d'un produit qui aurait été fabriqué avant l'hiver précédant les travaux et qui aurait pu être mal entreposé. Il faut effectivement éviter que les produits d'injection gèlent, car ils peuvent alors mal réagir chimiquement et donner une sous-performance du matériau. Comme il est impossible pour le surveillant de savoir si le matériau a bel et bien été entreposé de manière adéquate pendant l'hiver, le CCDG demande d'éviter l'utilisation de ces matériaux.

Les exigences relatives à la température des composants de même qu'aux températures requises pour la surface du béton au moment de l'injection sont, de manière générale, plus sévères au CCDG que dans les fiches techniques des produits d'injection. Le but de ces exigences strictes est de s'assurer d'un comportement optimal de la résine. En effet, les résines d'époxy deviennent plus visqueuses avec la baisse des températures, et le Ministère veut s'assurer d'un remplissage le plus complet possible des fissures lorsqu'il procède à l'injection.

Même si une fiche technique peut permettre l'injection à des températures relativement basses, pourvu que le produit lui-même soit à la bonne température, cela fait en sorte que, dès que le produit est injecté dans le béton, au contact des parois de la fissure, le produit se refroidira et deviendra de plus en plus difficile à faire migrer dans la fissure. Comme le Ministère limite la pression d'injection pour s'assurer de pouvoir pousser lentement la résine jusqu'en pointe de fissure et pour éviter aussi de desceller la pâte en surface, une résine trop froide risque de demander trop de pression ou de mener à une injection incomplète du fond de la fissure.

Note

La *Liste des matériaux relatifs au béton éprouvés par le laboratoire des chaussées* comporte plusieurs résines conformes à la norme ASTM C881, qui est citée dans le CCDG. Le surveillant doit toutefois être vigilant, car le CCDG exige également que les résines pour l'injection d'ouvrages d'art aient une viscosité inférieure à 250 centipoises (qui est l'unité de mesure de la viscosité) à une température de 22 °C. Or, ce ne sont pas toutes les résines présentées dans la liste qui répondent à cette deuxième exigence. Le devis spécial contiendra normalement une sélection des produits acceptés selon les deux critères; c'est donc un de ces produits qui doit être utilisé pour l'injection.

Avant de commencer l'injection dans la fissure, le surveillant doit mesurer la proportion de chaque composant sortant de la buse. Celle-ci est alors activée sans que la chambre de malaxage soit posée. Chacun des produits est recueilli dans un contenant spécifique pendant une certaine période. La quantité de chaque produit peut être validée en la comparant avec les exigences de la fiche technique du produit. Les fissures sont normalement injectées de bas en haut afin de s'assurer d'un remplissage adéquat. Les premiers injecteurs utilisés sont donc ceux situés au bas des fissures. Le produit bicomposant est injecté en respectant les pressions exigées, jusqu'à ce que la résine ressorte par l'injecteur adjacent de manière uniforme. Lorsque cela se produit, l'injecteur qui était utilisé est obturé et l'injection se déplace à l'injecteur suivant de manière séquentielle.

À noter que la séquence d'injection devrait normalement être détaillée sur le plan de travail remis au surveillant.

4.3.7 Bétonnage par temps chaud

Le CCDG ne définit pas ce qu'est exactement le bétonnage par temps chaud. Bien que certaines dates soient fixées aux documents contractuels pour limiter la température maximale du béton frais et pour exiger la coulée en soirée et de nuit des éléments comme les dalles, les exigences du bétonnage par temps chaud contenues dans le CCDG ne se limitent pas qu'à ces périodes.

Le terme *bétonnage par temps chaud* est lui-même un peu limitatif, car, en réalité, la température de l'air extérieur n'est qu'une des dimensions des problèmes associés au bétonnage par temps chaud. Ainsi, lors d'un bétonnage par temps chaud, il faut également porter une attention particulière à la température de livraison du béton frais, à l'humidité relative de l'air ambiant et à la vitesse du vent. Tous ces critères exercent effectivement une influence sur le taux d'évaporation à la surface du béton frais. Ces critères sont repris par un outil d'estimation du taux d'évaporation qui est présenté en annexe informative de la norme A23.1 et qui est reproduit à la figure 4.3-17. À titre d'information, la norme stipule que les conditions d'assèchement devraient être considérées comme extrêmes lorsque le taux d'évaporation de l'humidité superficielle dépasse 0,50 kg/m^2/h.

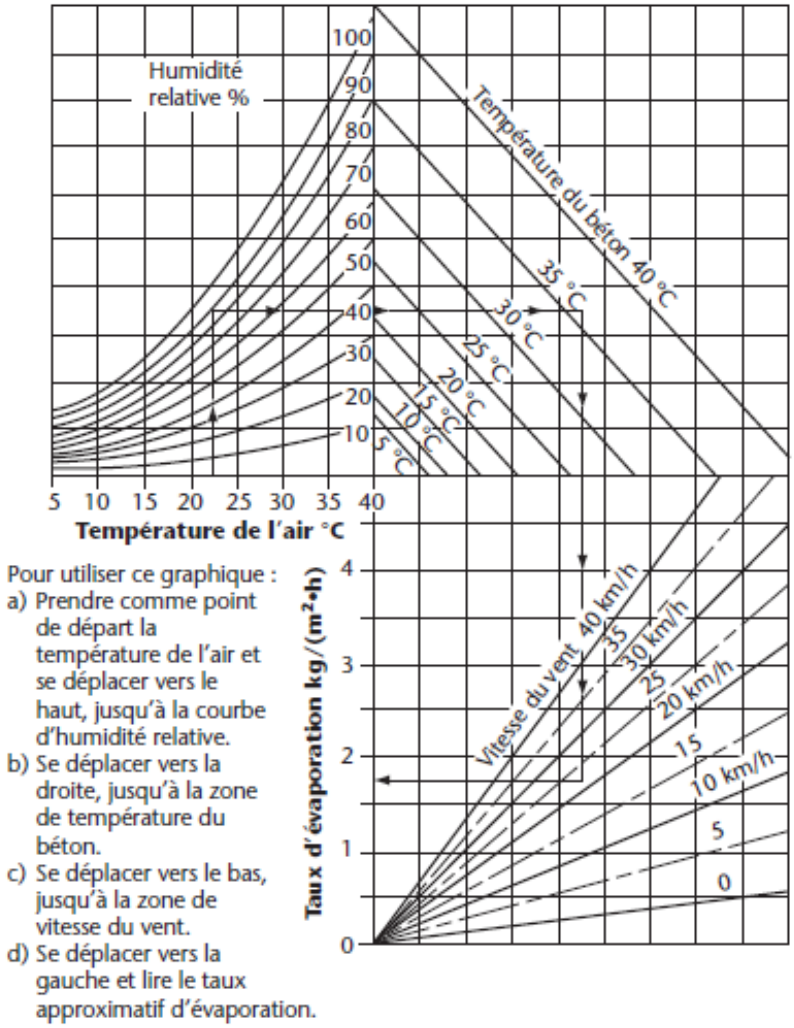


Figure 4.3-17 Nomographe d'estimation du taux d'évaporation à la surface du béton frais

(Source : Norme A23.1 du Ministère, annexe D, figure D1.)

Le béton mis en place par temps chaud est très sensible au retrait plastique, qui est lui-même fortement influencé par le taux d'évaporation en surface, ce qui peut entraîner l'apparition de fissures en surface. Il faut se référer à la section 4.3.5.9, « Cure des éléments en béton coulés en place », de ce chapitre pour obtenir des informations générales concernant le retrait du béton et les fissures qui y sont associées.

Les propriétés du béton plastique ou durci peuvent aussi être altérées lorsque le bétonnage se fait par temps chaud, qui provoque notamment une perte plus rapide de l'affaissement, un temps de prise plus rapide et une résistance à la compression plus faible à long terme. Les taux d'hydratation du liant et d'évaporation à la surface du béton sont aussi fortement influencés par la température du béton plastique, ce qui peut causer davantage de problèmes pour la durabilité et le retrait du béton.

Température à la livraison du béton et durant la cure

Le moyen le plus efficace, à première vue, pour limiter la température du béton plastique consisterait à limiter la température des granulats (incluant le sable), qui constituent près de 70 % de la masse du béton. Il est toutefois assez difficile d'abaisser suffisamment et de façon uniforme la température d'une réserve de plusieurs tonnes de granulats. Pour cette raison, le moyen le plus couramment utilisé à la fabrication pour limiter la température du béton plastique consiste à employer de l'eau froide, et même une certaine proportion de glace, lors du gâchage du béton. Le surveillant n'a pas à vérifier ces détails, mais il doit s'assurer que la température du béton plastique est inférieure à la limite maximale permise à la livraison.

Bien que la température ambiante élevée soit problématique pour la mise en place de n'importe quel béton, l'utilisation d'un béton de type XIII accentue ces problèmes. Il faut donc redoubler de prudence lors de son utilisation en raison de son faible rapport eau/liant qui réduit considérablement l'eau à la surface du béton plastique. Cette caractéristique du béton de type XIII le rend plus vulnérable au retrait plastique, par le séchage rapide de la surface, et au retrait endogène, par l'accélération de la réaction d'hydratation.

Pour que soient diminués les risques de fissuration associés à l'emploi du béton de type XIII, la norme 3101 « Bétons de masse volumique normale » du *Tome VII – Matériaux* de la collection Normes – Ouvrages routiers du Ministère fixe la température maximale de livraison du béton plastique à 22 °C. Pour les autres types de béton, cette température est déterminée en fonction du type d'élément à bétonner et de l'épaisseur de l'élément (voir à ce sujet le tableau 3101-4 de la norme 3101 du Ministère).

Mentionnons que, pour les portiques (béquilles et dalle), les glissières, les chasse-roues, les trottoirs, les pistes cyclables et les bandes médianes, la température maximale à la livraison est aussi de 22 °C entre le 15 mai et le 15 octobre (fixer cette limite en dehors de cette période retarderait indûment la prise du béton par temps froid). Pour les dalles sur poutres, cette température est fixée à 25 °C.

Le fait de limiter la température de livraison du béton frais lors des bétonnages par temps chaud vise à favoriser le comportement du béton frais et à contrer le retrait plastique, comme le présente la partie suivante, mais aussi à limiter la température maximale atteinte par le béton lors de l'hydratation. En effet, il est généralement admis qu'il existe une relation quasiment linéaire entre le pic de température maximale atteint lors de l'hydratation (pendant la cure) et la température du béton frais à la livraison; autrement dit, un béton livré à une température inférieure de 5 °C voit sa température maximale d'hydratation réduite d'environ 5 °C.

Pour valider la température maximale atteinte par le béton lors de son hydratation, des thermocouples peuvent être employés. Un thermocouple permet de mesurer la température en un point donné, au moyen de deux fils de métaux différents mis en contact et dont on peut mesurer la faible tension électrique produite, qui varie en fonction de la température. Par l'utilisation de thermocouples installés dans l'ouvrage avant la coulée, par le laboratoire responsable de l'assurance qualité et à la demande du surveillant, on peut donc s'assurer que la température maximale permise de 70 °C n'est pas dépassée. Comme une température ambiante élevée peut influencer à la hausse la température atteinte par le béton lors de son hydratation, tout bétonnage d'importance par temps chaud devrait faire l'objet d'une validation par des thermocouples dans la partie la plus massive de l'ouvrage.

Éléments avec de grandes surfaces finies (non coffrées)

Les éléments suivants possèdent de grandes surfaces finies (non coffrées) et sont donc particulièrement vulnérables au phénomène d'évaporation de surface du béton frais :

- les dalles sur poutres;
- les dalles épaisses;
- les dalles de portique;
- les tabliers en béton précontraint par post-tension;
- les trottoirs;
- les pistes cyclables;
- les dalles supérieures des ponceaux de plus de 3 m;
- les chapes.

Compte tenu des problèmes associés au retrait plastique du béton causé par cette évaporation lors du bétonnage de ces éléments, une hausse du pourcentage de l'humidité relative, une baisse de la température du béton plastique ou de l'air ainsi qu'une diminution de la vitesse du vent contribuent chacune à leur manière à réduire cet écueil en diminuant ce taux d'évaporation à la surface du béton. Le Ministère a élaboré ses exigences pour obtenir des conditions qui visent à diminuer, lorsque c'est nécessaire, le taux d'évaporation.

En effet, durant la période de l'année où les conditions météorologiques sont les plus défavorables au bétonnage par temps chaud, le CCDG exige qu'il se fasse en soirée ou de nuit. Cette période de bétonnage de nuit diffère en fonction de la région où se situe le chantier. Dans la zone 1, cette période va du 1er mai au 15 septembre, tandis que, dans les zones 2 et 3, elle se situe entre le 15 mai et le 1er septembre inclusivement.

Les zones sont définies dans l'arrêté du ministre des Transports concernant les périodes de dégel annuel. Elles ont l'avantage d'être très bien connues au Ministère et s'appliquent sur les chantiers depuis plusieurs années pour le bétonnage par temps froid. La figure 10.3-1 du chapitre 10 « Membrane d'étanchéité pour dalle et membrane d'étanchéité pour joints » de ce manuel montre la carte apparaissant à cet arrêté et qui présente le territoire québécois selon les trois zones mentionnées précédemment.

Précisons que l'exigence de bétonnage en soirée et de nuit est modulée selon la situation géographique du chantier, mais que les exigences de températures maximales de livraison du béton frais, elles, sont invariables. Il est donc possible que, du 1er septembre au 15 septembre, des dalles soient coulées selon le critère de 25 °C pour du bétonnage de jour (zones 2 et 3), tandis que, du 1er mai au 15 mai, il sera possible de livrer le béton à 30 °C pour du bétonnage de nuit (zone 1).

Le bétonnage en soirée et de nuit donne un taux d'évaporation plus bas, puisque les quatre facteurs énumérés précédemment le favorisent. En soirée ou de nuit, le pourcentage d'humidité relative est généralement plus élevé, alors que la température du béton plastique et de l'air ainsi que la vitesse du vent le sont moins.

En plus des problèmes liés au retrait plastique du béton frais, le bétonnage par temps chaud rend aussi plus difficile sa finition. En effet, le taux d'évaporation élevé nuit considérablement aux travaux de finition, puisque la surface devient rapidement trop sèche pour une finition adéquate. Bien que le bétonnage en soirée ou de nuit soit une mesure d'atténuation très importante, elle est à elle seule insuffisante. Comme le CCDG interdit d'ajouter de l'eau pour faciliter la finition du béton, ses exigences relatives au bétonnage des dalles limitent à 3 m la distance maximale de béton plastique devant l'équipement de finition, alors que celles relatives à la cure des éléments en béton coulés en place limitent à 6 m la distance maximale entre l'arrière de l'équipement de finition et tout béton non humidifié. Ces exigences doivent cependant être resserrées si des difficultés surviennent par temps chaud lors de la finition du béton.

De plus, le bétonnage doit s'achever avant la fin de la nuit pour que les opérations de finition de béton soient terminées et que celles concernant la cure du béton soient en place avant le réchauffement de la température.

Dans le cas du bétonnage d'un tablier en béton précontraint par post-tension où il est impossible de mettre en place tout le béton du tablier durant la période autorisée de soirée ou de nuit, le bétonnage des poutres (partie du tablier qui est située sous la dalle) peut débuter plus tôt en fin de journée pour se terminer au plus tard une heure avant le lever du soleil, comme l'exige le CCDG. Cette pratique est acceptable étant donné que les surfaces exposées de béton plastique sont petites et à l'abri du vent. Il faut toutefois s'assurer que le béton des poutres ne s'assèche pas en surface avant la pose du béton de la dalle; pour ce faire, il est recommandé de procéder selon les directives de l'humidification préalable à la cure du béton d'une dalle.

Finalement, pour certains de ces éléments plus délicats, soit les dalles sur poutres, les dalles épaisses en béton armé et les dalles de portique, le CCDG ou les plans exigent l'emploi d'un béton fabriqué avec un ciment de type ternaire. Ce ciment, contenant des ajouts, est composé de ciment portland, de fumée de silice et de cendres volantes ou de laitiers de haut-fourneau. Précisons que ces ajouts donnent aux mélanges de béton dont ils font partie un aspect plus *crémeux*, ce qui facilite la finition. Les mélanges de béton à base de ciment ternaire dégagent également moins de chaleur au cours des premiers jours d'hydratation, moment où la température maximale est généralement atteinte dans le béton durci. Les exigences d'obligation du ciment ternaire du CCDG tiennent donc compte de ces deux avantages, particulièrement utiles par temps chaud. Précisons enfin que la vérification de l'emploi du ciment ternaire dans le mélange de béton s'effectue au moment de la réception des formules de mélange.

Autres éléments de pont en béton

Le bétonnage par temps chaud des autres éléments de pont est en général moins délicat que celui des dalles, des trottoirs ou des pistes cyclables. Le retrait plastique est un problème moins important dans ces cas parce que la surface exposée à l'air est généralement très petite et à l'abri, à l'intérieur des coffrages. Il faut cependant être plus prudent à la fin du bétonnage, surtout si les coffrages ne dépassent pas de beaucoup le niveau final du béton; il faut alors réaliser rapidement la finition du béton, immédiatement après sa mise en place.

Le taux accéléré d'hydratation du liant par temps chaud peut cependant causer des problèmes en ce qui a trait au retrait endogène et à la température interne du béton.

Rappelons que l'intensité du retrait endogène, qui favorise la formation de fissures très fines, augmente lorsque la teneur en eau du béton diminue; cette amplitude est encore plus marquée avec un béton de type XIII, étant donné son faible contenu en eau.

De plus, par temps chaud, compte tenu du taux élevé d'évaporation à la surface du béton et de son déficit additionnel d'eau interne, le retrait endogène est amplifié.

Le surveillant doit être particulièrement vigilant pour le bétonnage de réparations de dessus de dalles. Comme mentionné précédemment pour les dalles, l'exposition au soleil et au vent de ces réparations peut faire en sorte que des problèmes de retrait plastique s'y développent. Le devis spécial exige d'ailleurs que les surfaces de ces réparations soient humidifiées préalablement à leur cure et que les réparations dont l'une des dimensions dépasse 5 m soient coulées en soirée et de nuit (le bétonnage doit alors commencer au plus tôt 3 heures avant le coucher du soleil). Précisons que dans ce dernier cas, le bétonnage ne doit pas nécessairement faire l'objet d'une coulée spécifique de nuit, mais qu'il peut suffire de terminer avec le bétonnage des réparations de grande dimension en fin de journée et ainsi respecter le critère du délai de 3 heures.

4.3.8 Bétonnage par temps froid

Le bétonnage par temps froid, qui exige beaucoup de précautions, est un sujet d'une très grande importance vu notre climat et la période de l'année à laquelle se terminent bien des contrats de construction ou de réparation de ponts.

La principale conséquence que peut entraîner le temps froid sur le béton est le gel. Celui-ci peut se produire une fois que le béton a pris, mais aussi avant, lorsqu'il est encore à l'état plastique. Les conséquences découlant du gel sont différentes selon qu'il se produit avant ou après la prise du béton.

Les types de protection par temps froid mentionnés plus loin sont décrits à l'article 15.4.3.8.2 « Types de protection » du CCDG.

Exigences pour éviter le gel du béton plastique

Lorsque le béton à l'état plastique gèle, l'action du gel y est semblable à ce que l'on peut trouver dans un sol saturé. L'eau présente dans le béton se transforme en glace, ce qui provoque son gonflement volumétrique. Une partie de l'eau n'est alors plus disponible pour alimenter la réaction d'hydratation, elle-même étant déjà fortement ralentie par la température très basse. La réaction d'hydratation peut reprendre lors du dégel, mais, à cause du gonflement volumétrique de l'eau du béton lors du gel, qui a détruit sa microstructure, le béton, une fois l'hydratation terminée, sera très poreux, peu homogène et parfois fissuré : il sera alors peu résistant et peu durable.

Il est difficile de fixer avec précision la résistance « critique » que le béton doit atteindre pour éviter ces dommages sérieux. La plupart des références donnent des valeurs en compression qui varient de 4 à 7 MPa. Une fois cette résistance atteinte, le gel ne cause pas systématiquement l'apparition de cristaux de glace expansive dans le béton, mais il peut y être tout autant dommageable (voir la sous-section suivante).

Le CCDG prévoit un certain nombre d'exigences pour éviter le gel du béton plastique, dont les températures minimales pour l'air extérieur et les surfaces de contact lors du bétonnage. Il faut ajouter les exigences du tableau 3101-4 de la norme 3101 du Ministère concernant la température minimale de livraison ou de mise en place du béton plastique, laquelle est fixée en fonction de

l'épaisseur de l'élément. Si le moyen le plus facile pour augmenter la température du béton plastique est d'utiliser de l'eau chaude, les granulats doivent cependant être chauffés minimalement, ce qui élimine toute motte gelée, neige et glace.

Une autre mesure importante qui peut être prise pour s'assurer que le béton frais maintient sa température consiste à isoler la ligne de pompage, lorsque le béton doit être mis en place au moyen d'une pompe et que la ligne de pompage est relativement longue. Même si l'isolation de la ligne de pompage ne fait pas partie des exigences du CCDG, la plupart des opérateurs de pompe connaissent bien cette mesure, qui peut donc être suggérée à l'entrepreneur s'il ne l'a pas prévue, car il a une obligation de résultat envers la qualité du béton à la livraison de l'ouvrage.

La température de l'air extérieur lors d'un bétonnage à l'air libre (sans utilisation d'abri) doit être égale ou supérieure à 0 °C, conformément à l'article 15.4.3.8.3 du CCDG. Dans le cas d'une dalle ou d'un tablier pour lesquels une protection de type 3 ou 4 est prévue, la température de l'air doit être supérieure à −10 °C lors du bétonnage et pendant les 48 heures suivant la mise en place du béton, comme le prévoient les articles 15.4.3.8.4 et 15.4.3.8.5 du CCDG. Cette exigence moins sévère pour les dalles et tabliers (sur étaiement) est due au fait que l'abri sous les coffrages est chauffé, ce qui autorise le bétonnage à une température extérieure plus basse.

Il est toutefois interdit de bétonner une dalle lorsque la température extérieure est inférieure à −10 °C parce qu'il n'est généralement pas possible, entre autres, d'obtenir la température minimale requise pour les surfaces de contact à des températures plus basses. Puisque, pendant la coulée et les opérations de finition, l'abri ne protège pas le béton dans une enceinte, il est également possible qu'à des températures plus basses, le béton gèle avant qu'il ait pu amorcer sa prise et avant qu'on ait pu y installer les couvertures isolantes (rappelons que, lors de la mise en place du béton, il faut prévoir les délais pour la finition et la mise en œuvre de la cure).

La température des surfaces qui entrent en contact avec le béton plastique doit être égale ou supérieure à 5 °C pour que le béton frais ne soit pas refroidi par les surfaces de contact, ce qui pourrait entraîner son gel près de ces surfaces. Cette température minimale vise aussi, entre autres, à éviter la présence de glace sur les armatures, qui nuit à l'adhérence entre les barres et le béton, et augmente le rapport eau/liant autour des barres lorsque la glace fond au contact du béton.

Dans le cas d'un bétonnage effectué avec une protection de type 2, 3 ou 4, les surfaces de contact doivent être préalablement chauffées et maintenues à une température comprise entre 5 °C et 20 °C pendant au moins 24 heures avant le bétonnage. Cette exigence vise à s'assurer que l'entrepreneur contrôle efficacement la température à l'intérieur de l'abri à ce moment et qu'il soit en mesure de le faire durant toute la période de protection. Lors d'un bétonnage de dalle avec une protection de type 3 ou 4, le surveillant doit s'assurer que l'entrepreneur retire progressivement la protection de toiles isolantes au-dessus des armatures et des coffrages, soit au fur et à mesure de l'avancement des travaux de bétonnage de la dalle, et non sur l'ensemble de la surface à l'amorce du bétonnage. Si les protections sont retirées trop rapidement et que la température extérieure est trop froide, les armatures risquent alors de devenir trop froides, entraînant potentiellement les problèmes décrits précédemment.

Mentionnons que le surveillant devrait se munir d'un thermomètre infrarouge pour les diverses vérifications de température du béton plastique ou des surfaces de contact.

Exigence pour éviter le gel du béton ayant pris (durci)

Lorsque le béton gèle après sa prise (avec une résistance à la compression supérieure à 5 MPa environ), l'action du gel est fort différente du cas précédent, puisqu'une très grande proportion de l'eau à l'intérieur du mélange a eu le temps de réagir pour former des produits d'hydratation et qu'elle n'est donc pas en mesure de former des cristaux de glace expansifs. Le temps froid et le gel ont toutefois dans ce cas comme conséquence de ralentir et de stopper la réaction d'hydratation du béton.

Si le béton n'a pas eu le temps de développer suffisamment de résistance et qu'il est soumis à des épisodes de gel-dégel, à plus forte raison s'il est exposé aux chlorures, il ne sera pas en mesure de résister à la pression du gel à l'intérieur de ses pores. L'endommagement subi n'est pas toujours visible immédiatement à l'œil nu, puisqu'il se produit au niveau des pores du béton, qui ont des diamètres inférieurs à quelques dixièmes de millimètre. Les cycles de gel-dégel conduisent toutefois à une dégradation rapide de la microstructure du béton, qui se manifestera la plupart du temps par une fissuration généralisée ou un écaillage de surface. Le mécanisme de dégradation d'un béton durci qui a gelé prématurément est donc différent de celui observé pour le béton frais, mais le résultat demeure similaire : un béton de mauvaise qualité et qui a peu de durabilité.

La principale exigence du CCDG pour éviter le gel du béton durci concerne sa température, qui doit être maintenue au-dessus de 10 °C pendant une période minimale équivalant à la durée de la cure, soit 7 jours consécutifs suivant le bétonnage pour la plupart des bétons. Le maintien d'une température de 10 °C ou plus pendant la période de cure permet ainsi de s'assurer que la réaction d'hydratation est suffisamment avancée au moment de l'arrêt de la cure pour que le béton ait une durabilité suffisante. Notons que le but du maintien de cette température minimale n'est pas que d'éviter le gel, car l'intensité de la réaction d'hydratation varie avec la température. Ainsi, un béton maintenu pendant sept jours à 5 °C par exemple n'aurait pas gelé, mais n'aurait pas non plus atteint les caractéristiques de durabilité nécessaires pour résister sans dommage aux cycles de gel-dégel.

Toutefois, la période de protection doit être prolongée tant que le béton n'a pas atteint 70 % de la résistance exigée à 28 jours. Cette exigence est importante, car elle vise à ce que, d'une part, le béton soit suffisamment durable pour résister sans dommages au gel et, d'autre part, que la résistance structurale soit suffisante pour que les travaux se poursuivent étant donné que l'atteinte de la résistance à 28 jours risque de ne se faire qu'au dégel, le printemps suivant.

Dans le cas du béton précontraint par post-tension, la période de protection doit se poursuivre jusqu'à 10 jours après l'injection du coulis dans les gaines de post-tension pour laisser le temps au coulis d'acquérir, lui aussi, la résistance nécessaire avant d'être soumis au gel. Dans le cas de la précontrainte transversale de la dalle, cette période de protection additionnelle est limitée à 7 jours suivant l'injection du coulis, puisque cette précontrainte n'est pas structurale. Dans le cas du béton latex 15 % (béton de type XVI-15), la période de protection doit être de 7 jours, même si la cure ne dure que 24 heures.

Pour respecter cette exigence concernant la température minimale du béton durci, il peut être requis de mettre en place un moyen de protection du béton lorsque la température de l'air ou la période de l'année l'exigent.

Pour que la température soit maintenue au-dessus de 10 °C, le CCDG fixe des balises visant à éviter des situations problématiques qui pourraient survenir en raison d'un manque de protection. Par exemple, la protection du béton au moyen de couvertures isolantes doit se faire après le bétonnage réalisé à l'air libre si la température de l'air extérieur est susceptible d'être inférieure à 5 °C au cours des 48 heures suivantes. Cette exigence s'applique tant aux heures qui précèdent le bétonnage qu'une fois le béton coulé, durant la période de cure. Le délai de 48 heures permet à l'entrepreneur de se procurer les toiles isolantes et de les acheminer au chantier de manière à ce que la protection de type 1 soit en place lorsque le temps froid survient. Le type de protection à installer, qui varie selon la période de l'année et le type d'élément de pont à bétonner, est expliqué en détail aux sections 4.3.8.3 à 4.3.8.5 de ce chapitre.

Le CCDG fixe à 40 °C la température maximale à l'intérieur des abris de protection de type 2, 3 ou 4. Cette exigence vise à éviter un chauffage trop intense de la part de l'entrepreneur, ce qui peut, entre autres, favoriser le dépassement de la température maximale permise à l'intérieur du béton, qui est de 70 °C (fixée à l'article 15.4.3.5.9 du CCDG) lorsque l'on considère la chaleur dégagée durant l'hydratation. La température maximale doit être respectée en tout point dans l'abri; il est toutefois probable que cette température maximale soit enregistrée à proximité des appareils de chauffage ou des entrées de chaleur dans l'abri.

La température maximale à l'intérieur des abris est aussi contrôlée indirectement par les exigences de température des surfaces des coffrages, à l'intérieur de la protection, qui doivent se situer entre 10 et 20 °C. Ces exigences constituent des mesures indirectes permettant d'assurer une température minimale du béton tout en évitant un apport trop important de chaleur qui lui serait dommageable.

Le CCDG exige une température maximale de 70 °C pour le béton durant la cure de manière générale; soulignons que cette température est cependant très élevée et constitue la limite extrême. Pour la protection par temps froid, il est conseillé de diminuer la température à l'intérieur de l'abri ou de diminuer le nombre de couches du matériau isolant lorsque la température du béton dépasse 40 à 50 °C environ. Cette précaution vise à réduire le plus possible les problèmes de fissuration dus à la chaleur trop intense du béton. Le surveillant doit donc demeurer vigilant tout au long de la période de cure et vérifier souvent la température du béton, surtout lors d'un réchauffement brusque des températures.

Mesure des températures des coffrages, du béton durci et de l'intérieur de l'abri

Pendant toute la durée de la période de protection, peu importe le type de béton, l'entrepreneur doit en vérifier la température et, dans le cas d'une protection de type 2, 3 ou 4, il doit vérifier celle des coffrages et de l'intérieur de l'abri. Il doit immédiatement prendre les mesures nécessaires s'il constate une variation importante. Ce suivi de la température est particulièrement utile pour qu'il ajuste le niveau du chauffage ou celui de l'isolation tout au long de la période de protection.

Comme le surveillant doit aussi faire le suivi des températures à l'intérieur de l'abri et des températures des surfaces des coffrages, il doit, par conséquent, se munir de deux thermomètres lors des bétonnages sous abri; un premier thermomètre, classique, servira à mesurer la température de l'air à l'intérieur de l'abri, et un second, infrarouge, à vérifier celle des surfaces de béton durci et des coffrages.

Pour le suivi de la température du béton à partir du début de la coulée jusqu'à la fin de la période de protection, l'outil le plus approprié est le thermocouple. Un thermocouple est un assemblage de deux fils constitués de deux métaux différents mis en contact à leur extrémité, ce qui permet de mesurer la faible tension électrique produite, qui varie en fonction de la température. Ces fils en contact, une fois noyés dans le béton, permettent de lire la température avec une relative précision (en général 1 °C) selon la tension produite entre les deux fils, qui est lue au moyen d'un appareil de mesure.

Pour tous les éléments coulés par temps froid, le surveillant devrait demander au laboratoire d'assurance qualité mandaté par le Ministère de fournir et d'installer des thermocouples, puisque cette installation exige une expérience particulière. Ce suivi de température est essentiel dans le cas des dalles sur poutres, des dalles épaisses, des portiques et des tabliers en béton précontraint en place, vu leur grande surface exposée. Habituellement, le surveillant effectue le suivi de la température durant la période de cure au moyen de l'appareil fourni par le laboratoire.

Les thermocouples sont généralement installés au niveau de la nappe supérieure d'armature, aux endroits indiqués par le surveillant, à raison d'au moins un thermocouple pour 75 m^3 de béton. L'emplacement des thermocouples dépend de la géométrie des éléments à bétonner et du niveau d'uniformité du chauffage mis en place. Les endroits à privilégier sont habituellement les coins ou les zones où le chauffage risque d'être insuffisant. Le surveillant ne doit pas hésiter à augmenter le nombre de thermocouples à installer s'il juge que la situation l'exige.

Précisons que les thermocouples donnent la température du béton à l'intérieur de l'ouvrage, à l'endroit où est disposée l'extrémité du fil. Il faut éviter d'utiliser les thermocouples pour mesurer les températures minimales de surface du béton ou des coffrages durant la durée de la protection, et ce, même s'ils sont installés près de la surface, vis-à-vis du rang d'armature. La température mesurée au niveau des armatures peut, par exemple, être mesurée à 10 °C, ce qui correspondrait au minimum exigé, mais la température de surface peut, de son côté, être bien inférieure au minimum, si on considère que le béton de recouvrement vient isoler le thermocouple.

Choc thermique (arrêt de la protection)

Lorsque la température d'un élément de béton est graduellement abaissée, la chaleur de toute la masse se dissipe lentement par sa surface sans causer de problèmes. Si, à l'inverse, le refroidissement se fait brusquement, seule la chaleur de la surface du béton se dissipe, celle du cœur de l'élément n'ayant pas le temps de migrer vers la surface pour se dissiper à cause du faible gradient de conduction thermique du béton. Il en résulte que la baisse de température du béton ne s'effectue qu'en surface, celle de l'intérieur de l'élément demeurant pratiquement stable. Le béton à la surface se contracte sous l'effet du froid tandis que celui de l'intérieur de l'élément demeure volumétriquement stable, d'où des contraintes à la surface du béton. Ces contraintes, si elles deviennent trop importantes, favorisent l'apparition de fissures à la surface du béton.

Pour éviter ces problèmes, il faut respecter les exigences du CCDG relatives au refroidissement du béton à la fin de la période de protection. Dans le cas d'un bétonnage réalisé avec une protection de type 2, 3 ou 4, il est conseillé d'éteindre le chauffage sans toutefois enlever la protection. Cette façon de faire permet au béton de refroidir graduellement.

Cure du béton par temps froid

Les exigences relatives à la cure du béton s'appliquent quel que soit le type de protection mis en place. Pour une dalle, un trottoir ou une piste cyclable, l'entrepreneur pourrait vouloir remplacer la cure au moyen de toiles absorbantes imbibées d'eau par celle s'effectuant au moyen d'un matériau de cure formant membrane, beaucoup plus facile d'application. Le surveillant doit refuser cette pratique et exiger que l'entrepreneur prenne les mesures nécessaires pour respecter les exigences contractuelles et surtout les besoins d'apport en eau du béton. Il faut se référer à la section 4.3.5.9 « Cure des éléments en béton coulés en place » de ce chapitre pour plus de détails. Il est toutefois possible, dans certaines conditions exceptionnelles, d'avoir recours à une cure à l'aide d'un matériau formant membrane pour les dalles, comme l'explique la section 4.3.8.4 « Dalle sur poutres » de ce chapitre. Cette substitution est toutefois effectuée à la demande du surveillant et dans des conditions particulières.

Il convient toutefois de préciser que, lorsqu'une cure au moyen de toiles absorbantes imbibées d'eau est utilisée par temps froid, il faut éviter à la fin de la période de protection d'exposer le béton saturé et humide à des températures froides trop rapidement. Pour cette raison, le CCDG exige d'arrêter la cure à l'eau et de retirer les toiles absorbantes un minimum de 12 heures avant de terminer la période de protection, de manière à laisser sécher la surface du béton alors que ce dernier est toujours protégé du gel. Ce n'est qu'après cette période minimale de séchage que l'entrepreneur pourra diminuer la température dans l'abri ou retirer les toiles isolantes lorsque la température extérieure est sous le point de congélation. Cette façon de faire permet d'éviter des problèmes d'écaillage des surfaces qui pourraient survenir si le béton saturé et mouillé était brusquement refroidi sous le point de congélation.

4.3.8.1 Béton existant, armatures et coffrages

L'emploi de sels de déglaçage pour faire fondre la glace ou la neige dans les coffrages est interdit, car ils réduisent la durabilité du béton. Même si les coffrages sont nettoyés par la suite, ils demeurent imbibés de sel, qui contamine le béton de surface mis en place contre le coffrage. Comme cette exposition aux chlorures survient aux jeunes âges du béton, elle peut s'avérer très dommageable.

La section 4.3.8 « Bétonnage par temps froid » de ce chapitre présente les informations concernant la température minimale et le préchauffage des surfaces de contact.

Dans le cas d'un bétonnage effectué avec une protection de type 2, 3 ou 4, les coffrages doivent demeurer en place pour toute la durée de la protection. Cette exigence du CCDG vise à diminuer l'écart de température entre la surface et le cœur de l'élément de béton, écart communément appelé *gradient thermique*; elle vise aussi à maintenir la température de l'élément dans l'éventualité d'une chute imprévue de la température dans l'abri, causée, par exemple, par la déchirure des toiles ou une panne de chauffage.

Important

Lors d'un bétonnage sous abri, Il faut assurer une bonne répartition de la chaleur à l'intérieur de celui-ci. Il faut éviter que la température des coffrages de certaines parties de l'ouvrage soit trop élevée ou trop basse.

Dans le cas de l'utilisation d'une protection de type 2, où l'utilisation de chaufferettes de chantier portatives au propane ou à essence, couramment appelées *cochons*, est permise à l'intérieur de l'abri, il est particulièrement important de vérifier la répartition de la chaleur. Puisque ce genre de chaufferettes est très peu efficace pour répartir adéquatement la chaleur, le surveillant doit être vigilant pour que les températures minimale et maximale des coffrages et la température maximale à l'intérieur de l'abri soient respectées en tout point avant d'autoriser la mise en place du béton.

4.3.8.2 Types de protection

Dans plusieurs cas, la chaleur libérée lors de la réaction d'hydratation du liant suffit à maintenir le béton dans des conditions qui respectent les exigences relatives aux températures minimales présentées précédemment. Mais il faut cependant conserver cette chaleur en isolant le béton.

Dans d'autres cas, la température extérieure est trop basse pour que la masse de béton suffise à se chauffer elle-même, et ce, en dépit de l'isolation. Un ajout de chaleur doit alors être envisagé.

Ce sont ces principes qui guident l'utilisation des protections du béton par temps froid. Avant la présentation des conditions d'utilisation des divers types de protection, chacune d'elles sera brièvement décrite.

a) Protection de type 1

La protection de type 1 consiste à recouvrir toutes les surfaces de béton d'un matériau isolant. Chaque couche de matériau isolant doit avoir une résistance thermique RSI d'au moins 0,40, et l'isolant peut être posé en une ou deux couches. La valeur thermique RSI est un système de mesures qualifiant la capacité d'un matériau à résister au transfert de chaleur. Plus cette valeur est élevée, plus le matériau est isolant.

Un matériau isolant ayant une valeur RSI de 0,40 correspond généralement à un matelas de mousse d'une épaisseur de 16 mm. En cas de doute, le surveillant doit demander à l'entrepreneur les fiches techniques de l'isolant afin de vérifier que cette exigence est respectée. Cette vérification doit être faite de préférence avant que l'entrepreneur achemine les matelas isolants au chantier pour qu'il ait le temps de trouver un autre matériau acceptable dans l'éventualité d'un refus. Précisons que certaines fiches techniques donnent la valeur de l'isolation en valeur R, qui n'est pas équivalente à la valeur RSI. Il faut alors s'assurer de faire la conversion puisque 1 R correspond à 0,1761 RSI.

Les matelas de grosses bulles, qui ont été couramment employés par le passé pour protéger le béton, sont interdits par le CCDG, car ils sont facilement abîmés par la circulation des ouvriers. Ils doivent donc être refusés, d'autant plus qu'ils ne respectent généralement pas la valeur RSI minimale exigée.

Les matelas isolants doivent être déposés sur la surface du béton immédiatement après sa finition, de manière à ce que la protection soit efficace. Même si le béton est encore frais, il est possible de déposer délicatement les matelas dès que le béton commence à raidir, de manière à ne pas créer de dépressions ou de défauts à sa surface. Si des défauts localisés de faible profondeur sont créés, ils seront de toute façon facilement enlevés lors de l'étape de la correction des surfaces et du nettoyage au jet de billes.

Il est essentiel que les joints entre les matelas se chevauchent bien; une distance minimale de chevauchement de 75 mm doit être respectée. Il ne faut pas oublier qu'un chevauchement insuffisant peut entraîner le gel du béton immédiatement sous le chevauchement.

Il faut également prendre des mesures pour que les matelas ne soient pas soulevés par le vent, ce qui annulerait leur efficacité. Pour ce faire, l'entrepreneur déposera généralement à la surface des toiles isolantes des madriers; cette pratique est acceptable pourvu que le béton ait suffisamment durci avant d'y déposer les madriers. De plus, tout matelas déchiré ou présentant des trous doit être immédiatement remplacé.

Selon l'évolution de la température du béton durant la période de protection, le surveillant doit exiger que le nombre de couches d'isolant soit augmenté ou réduit pour que la température du béton se maintienne entre 10 °C et 40 °C. Bien que cette dernière limite ne soit pas contractuelle, elle est conseillée. À cette fin, le surveillant doit consulter les prévisions météo et faire ajuster le nombre de couches en fonction de l'intensité du dégagement de chaleur apporté par le béton, qui est plus intense dans les premiers jours de la cure.

b) Protection de type 2

La protection de type 2 consiste à construire un abri charpenté enveloppant la totalité de l'élément à bétonner. Les dimensions de l'abri doivent être suffisantes pour que tous les travaux de bétonnage, de finition et de cure du béton puissent se faire à l'intérieur. Il doit être chauffé au moyen d'équipements de chauffage appropriés. Les toiles ou bâches employées pour l'enveloppe de l'abri doivent être robustes (pas de feuille de polyéthylène) et fixées de manière à éviter que l'abri s'ouvre lors de forts vents, ce qui occasionnerait une chute brutale de la température à l'intérieur et une perte de protection.

Si les équipements de chauffage sont situés à l'intérieur de l'abri, il faut s'assurer d'avoir une circulation d'air pour que la répartition de la chaleur respecte les températures minimale et maximale des coffrages indiquées précédemment. Il faut toutefois prendre garde de ne pas envoyer une circulation d'air trop intense directement sur la surface du béton frais, ce qui pourrait entraîner de la fissuration de retrait plastique par évaporation (voir les sections « Cure des éléments en béton coulés en place » et « Bétonnage par temps chaud » de ce chapitre).

Certains équipements de chauffage exigent la présence d'un système de ventilation efficace pour évacuer à l'extérieur les gaz de combustion. Cette précaution vise à préserver la santé des ouvriers travaillant à l'intérieur de l'abri et à éviter que le gaz carbonique des gaz de combustion réagisse avec la chaux à la surface du béton plastique. Il faut aussi prendre des précautions additionnelles pour prévenir un incendie à l'intérieur de l'abri, comme s'assurer d'une distance suffisante entre les toiles de l'abri et les équipements de chauffage.

Dans le cas d'un ouvrage supporté par des étaiements appuyés sur le sol, comme un chevêtre en porte-à-faux d'une pile ou un mur en retour d'une culée, l'abri et la méthode de chauffage doivent être conçus de façon à éviter le dégel du sol. Cette exigence du CCDG vise à empêcher le mouvement des étaiements.

c) Protection de type 3

La protection de type 3 est utilisée exclusivement pour le bétonnage des dalles sur poutres.

Elle consiste à construire un abri enveloppant le dessous et les côtés du tablier, y compris les poutres. Cette dernière exigence est liée à la variation volumétrique (dilatation thermique) des matériaux causée par un changement de température. En effet, si les poutres ne sont pas à l'intérieur de l'abri, des contraintes importantes vont apparaître dans la dalle lors de l'enlèvement de la protection de type 3. Ces contraintes, qui conduisent inévitablement à l'apparition de fissures transversales dans la dalle, sont dues au fait que la dalle, en se refroidissant, a tendance à se contracter, alors que les poutres déjà froides demeurent volumétriquement stables.

Il faut également que les poutres soient entièrement chauffées par l'abri. Pour des raisons de facilité de réalisation, certains entrepreneurs n'incluent pas la semelle inférieure des poutres dans l'abri. Cette pratique est interdite, car le différentiel de température entre les deux semelles des poutres tend alors à modifier la cambrure, ce qui peut mener à un mauvais profil sur la dalle.

Les toiles ou bâches employées pour l'enveloppe de l'abri autour des poutres doivent être robustes et fixées de manière à ce que l'abri ne s'ouvre pas lors de forts vents, ce qui occasionnerait une chute brutale de la température à l'intérieur et une perte de protection. Il ne faut donc pas utiliser de pellicule de polyéthylène, car ce matériau n'offre pas assez de robustesse au vent et peut se déchirer.

La protection de type 3 doit être prolongée verticalement sur les côtés extérieurs du tablier par une palissade d'une hauteur minimale de 1,2 m au-dessus de la dalle, soit généralement la hauteur des garde-corps en bois utilisés pour la protection des ouvriers. Bien que cet aspect soit souvent négligé par les entrepreneurs pour les protections de types 3 et 4, il favorise la protection de la surface de dalle humide exposée au vent. La palissade fait partie intégrante de la protection et doit être en place aussi bien pour le bétonnage et la finition que pour la durée de la cure.

Il faut de plus tenir compte, le cas échéant, de la présence d'une passerelle d'accès pour les ouvriers, aménagée au-dessus des porte-à-faux. Dans ce cas, la palissade de protection peut être mise en place à l'extérieur de cette passerelle, mais la hauteur minimale exigée est toujours mesurée par rapport à la surface du dessus de la dalle. Si les travaux sont réalisés en plus d'une phase, ce prolongement doit être situé entre la phase des travaux en cours et les autres phases.

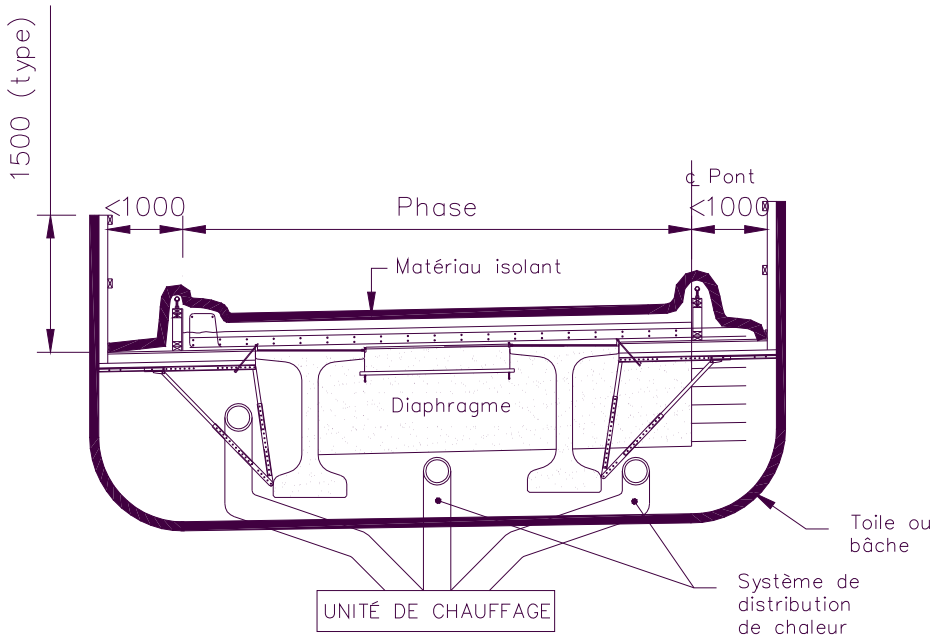
Le béton du dessus du tablier est protégé, quant à lui, au moyen d'un isolant, en une ou deux couches selon les besoins. Cet isolant doit être en place pour la période de chauffage de 24 heures précédant le bétonnage et remis après le bétonnage. Pour plus de détails concernant l'utilisation d'un isolant, le surveillant est invité à consulter la section 4.3.8.2 a) de ce chapitre, portant sur la protection de type 1.

L'intérieur de l'abri est chauffé au moyen d'équipements de chauffage appropriés. Contrairement à la protection de type 2, les équipements de chauffage doivent être situés à l'extérieur de l'abri (assez loin des échafaudages pour éviter toute surchauffe localisée des coffrages), car il est à peu près impossible que des équipements situés à l'intérieur de l'abri offrent une bonne répartition de chaleur pour ce genre d'ouvrage. Le système de distribution de la chaleur prévu à l'intérieur de l'abri prend généralement la forme d'un tuyau en plastique perforé sur toute sa longueur. Dans le cas d'une dalle sur poutres, ce tuyau doit être prévu sous les coffrages en porte-à-faux et entre chaque poutre.

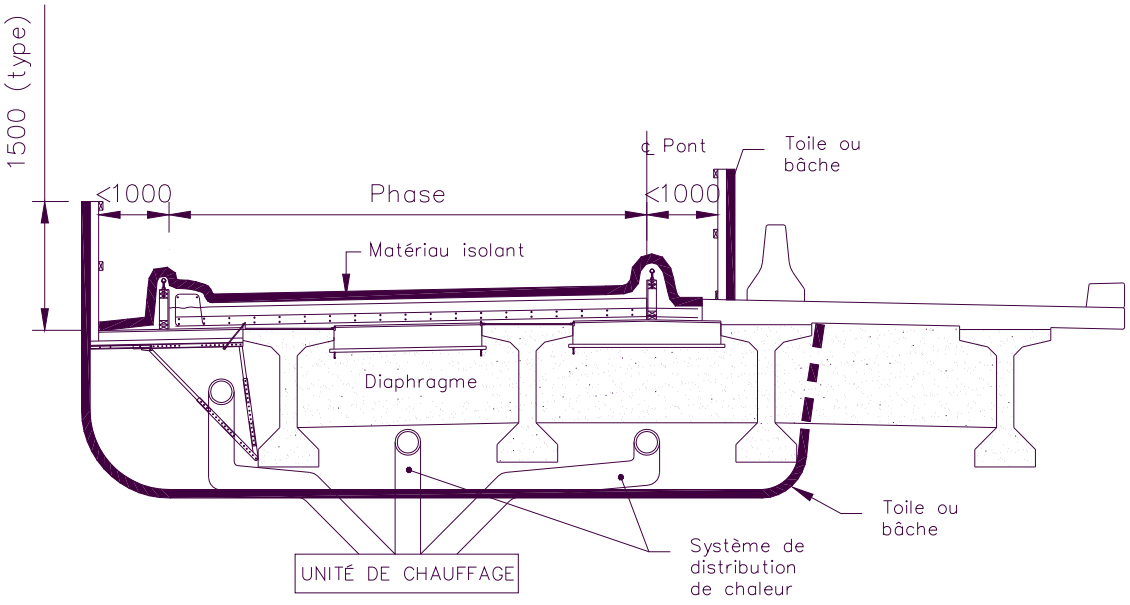
L'entrepreneur doit fournir au surveillant, au moins 2 semaines avant le bétonnage, le plan du dispositif de chauffage qu'il a l'intention d'utiliser. Cette précaution vise à permettre au surveillant de mieux juger à l'avance de l'efficacité du système proposé, ce qui évite tout retard de bétonnage (en une période de l'année où chaque jour compte) en cas de non-conformité.

En terminant, précisons que, lorsqu'une dalle est bétonnée au moyen d'une protection de type 3 ou 4 et que l'entrepreneur désire couler, dans les jours suivants, une glissière, un chasse-roue ou un trottoir sur cette dalle, il doit protéger ces éléments au moyen d'un abri fermé de type 2. Même si les abris de types 3 et 4 peuvent être utilisés pour les dalles, ils sont inefficaces pour les éléments coulés ultérieurement au-dessus de la dalle car, le chauffage étant appliqué à la partie inférieure des coffrages, la chaleur de l'abri sous-jacent ne peut pas être transmise efficacement à ces éléments (chasse-roue, glissière, trottoir, etc.), la nouvelle dalle durcie empêchant la transmission de la chaleur.

La figure 4.3-18 illustre une protection de type 3 lors d'une coulée de dalle sur poutres, sans phases et avec phases.



Construction de tablier en une ou plusieurs phases.



Reconstruction de dalle en une ou plusieurs phases.

Figure 4.3-18 Protection de type 3 de bétonnage par temps froid

d) Protection de type 4

La protection de type 4 est utilisée exclusivement pour le bétonnage des tabliers construits sur étaiement et consiste à construire un abri sommaire enveloppant aussi l'étaiement du tablier.

Cette protection doit être prolongée verticalement sur les côtés extérieurs du tablier jusqu'à une hauteur minimale de 1,2 m au-dessus de la dalle, soit généralement la hauteur des garde-corps en bois utilisés pour la protection des ouvriers. Si les travaux sont réalisés en plus d'une phase, ce prolongement doit être situé entre la phase des travaux en cours et les autres phases. Cette exigence du CCDG vise à réduire l'effet du vent sur la surface de béton.

Le béton du dessus du tablier est protégé, quant à lui, au moyen d'un isolant, en une ou deux couches selon les besoins. Cet isolant doit être en place pour la période de chauffage de 24 heures précédant le bétonnage et remis après le bétonnage. Pour plus de détails concernant l'utilisation d'un isolant, le surveillant est invité à consulter la section 4.3.8.2 *a*) de ce chapitre, portant sur la protection de type 1.

L'intérieur de l'abri est chauffé au moyen d'équipements de chauffage appropriés. Contrairement à la protection de type 2, les équipements de chauffage doivent être situés à l'extérieur de l'abri (assez loin des échafaudages pour éviter toute surchauffe localisée des coffrages), car il est à peu près impossible que des équipements situés à l'intérieur de l'abri offrent une bonne répartition de chaleur pour ce genre d'ouvrage. Il faut aussi s'assurer que le système de chauffage prévu n'entraînera pas le dégel du sol, ce qui modifierait le profil des coffrages du tablier.

L'entrepreneur doit fournir au surveillant, au moins 2 semaines avant le bétonnage, le plan du dispositif de chauffage qu'il a l'intention d'utiliser (notamment les mesures visant à éviter le dégel du sol). Cette précaution vise à permettre au surveillant de mieux juger à l'avance de l'efficacité du système proposé, ce qui évite tout retard de bétonnage (en une période de l'année où chaque jour compte) en cas de non-conformité.

4.3.8.3 Pieu caisson et pieu tubulaire, semelle, culée, pile, béquille de portique, dalle de transition, mur de soutènement, ponceau, bloc d'assise, joint de tablier, chasse-roue, trottoir, piste cyclable, glissière et travaux de réparation

Le tableau 4.3-8, présenté ci-dessous, résume le type de protection à utiliser pour le bétonnage de tous ces éléments. Il est également à noter que des arbres décisionnels concernant les protections par temps froid sont présentés à la fin de ce chapitre.

Précisons qu'en ce qui a trait aux portiques, ces exigences ne s'appliquent qu'aux béquilles (parties verticales comprises entre le dessus des semelles et le dessous des goussets de la dalle). Pour ce qui est de la dalle, les exigences de l'article 15.4.3.8.5 « Tablier construit sur étaiement » du CCDG doivent s'appliquer, et ce, que le portique soit coulé avec ou sans joints de coulée entre les béquilles et la dalle.

Tableau 4.3-8 Type de protection à utiliser pour tous les éléments de pont, sauf les dalles sur poutres et les tabliers construits sur étaiements

1er avril au 31 octobre			1er novembre au 31 mars
T° < 0 °C	**T° < 5 °C[1]**	**T° > 5 °C[1]**	**Toutes T°**
Bétonnage à l'air libre interdit	Type 1 (1 ou 2 couches)	Aucune protection (vérifier périodiquement les prévisions 48 h à venir, type 1 si < 5 °C)	Type 2

1. Prévisions dans les prochaines 48 heures.

Note

Les travaux de réparation avec coffrages sans surépaisseur et les réparations de dalle sont interdits entre le 1er novembre et le 31 mars.

Les travaux de réparation avec coffrages sans surépaisseur et les réparations de dalle, en surface ou en profondeur, sont interdits entre le 1er novembre et le 31 mars. Cette interdiction est due à l'impossibilité ou à la grande difficulté de modifier la température du béton à conserver. Il est alors impensable de construire une protection de type 2 autour de l'ensemble d'un élément existant. En construisant un abri localement dans la zone de la réparation, il serait possible de maintenir la surface de contact à une température adéquate avant la coulée de la réparation, mais une fois le béton de réparation coulé, la masse du béton existant de l'élément, qui demeure non chauffé, peut venir refroidir le béton frais à l'interface jusqu'à ce qu'il gèle, ce qui constitue un risque sérieux pouvant conduire, entre autres, à une mauvaise adhérence de la réparation.

Il est important d'expliquer la façon de faire indiquée au CCDG. En effet, l'entrepreneur est tenu de respecter à la fois des périodes prévues pour les protections et des températures minimales (air extérieur et surfaces de contact).

Certains types de protection, comme la protection de type 2, nécessitent un délai important associé à la conception et à la mise en place de l'abri; le fait d'avoir une date à respecter simplifie grandement le travail de planification. Après le 1er novembre, le surveillant n'a pas à interpréter les prévisions météorologiques souvent capricieuses de cette période de l'année et, surtout, il n'a pas à en discuter avec l'entrepreneur. Ce dernier est donc au courant, dès l'obtention de son contrat, qu'il doit mettre en place une protection de type 2 pour un bétonnage à faire à partir du 1er novembre.

S'il fait exceptionnellement chaud, certains surveillants peuvent être tentés de se laisser convaincre par l'entrepreneur d'omettre la protection de type 2, même si la date butoir du 1er novembre est dépassée, et d'utiliser une protection de type 1. Il faut comprendre que les températures à cette période sont très imprévisibles à court terme et encore plus sur un horizon de 7 jours, qui correspond

à la durée de la période de protection pendant laquelle il faut maintenir le béton au-dessus de 10 °C. Le surveillant doit être très ferme sur ce point afin d'éviter d'avoir à refuser, avec toutes les discussions que cela implique, un béton ayant souffert du froid. Il peut évidemment arriver qu'aucun épisode de froid intense ne survienne sur toute la période de cure (qui dure généralement sept jours), surtout dans le sud du Québec. Rappelons qu'il est préférable de payer de temps à autre une protection de type 2, qui peut finalement avoir été inutile, que d'effectuer les travaux avec une protection de type 1 qui s'avérera inadéquate et mènera au gel du béton si des températures froides surviennent.

Finalement, le surveillant doit être très vigilant à l'approche de la date butoir du 1er novembre, car il peut faire plus froid qu'à l'habitude au mois d'octobre. Le cas échéant, le surveillant doit interdire le bétonnage même si, en théorie, l'entrepreneur aurait le droit de bétonner sans la protection de type 2. Ces situations exceptionnelles sont traitées au cas par cas, mais il faut rappeler que seules comptent les conditions dans lesquelles est mis en place le béton; autrement dit, ces conditions priment toutes considérations financières.

4.3.8.4 Dalle sur poutres

Le tableau 4.3-9, présenté ci-dessous, résume le type de protection à utiliser en fonction de la période de l'année pour le bétonnage d'une dalle sur poutres. Il est également à noter que des arbres décisionnels concernant les protections par temps froid sont présentés à la fin de ce chapitre.

Tableau 4.3-9 Type de protection à utiliser pour une dalle sur poutres

Zone 1	**1er avril au 31 octobre**			**1er novembre au 20 décembre**		**21 décembre au 31 mars**
	T° < 0 °C	**T° < 5 °C[1]**	**T° > 5 °C[1]**	**T° < - 10 °C[2]**	**T° > - 10 °C[2]**	**Toutes T°**
	Bétonnage à l'air libre interdit	Type 1 (1 ou 2couches)	Aucune protection (vérifier les prévisions des 48 heures à venir : type 1 si < 5 °C)	Interdit	Type 3	Interdit
Zones 2 et 3	**1er avril au 31 octobre**			**1er au 30 novembre**		**1er décembre au 31 mars**
	T° < 0 °C	**T° < 5 °C[1]**	**T° > 5 °C[1]**	**T° < - 10 °C[2]**	**T° > - 10 °C[2]**	**Toutes T°**
	Bétonnage à l'air libre interdit	Type 1 (1 ou 2 couches)	Aucune protection (vérifier les prévisions des 48 heures à venir : type 1 si < 5 °C)	Interdit	Type 3	Interdit

1. Prévisions dans les prochaines 48 heures.
2. Température au moment du bétonnage et prévisions dans les prochaines 48 heures.

Les zones sont définies dans l'arrêté du ministre des Transports concernant les périodes de dégel annuel et sont très bien connues au Ministère. La figure 10.3-1 du chapitre 10 « Membrane d'étanchéité pour dalle et membrane d'étanchéité pour joints » de ce manuel présente la carte figurant à cet arrêté et qui présente le territoire québécois selon les trois zones citées précédemment.

Le bétonnage d'une dalle sur poutres est interdit durant la période hivernale, car la température, particulièrement la nuit, y est souvent inférieure à −10 °C. Même s'il peut arriver que la température monte au-dessus de cette valeur pour quelques jours consécutifs, il n'est pas possible de le savoir longtemps à l'avance et il est peu probable qu'une telle situation s'étire sur 7 jours consécutifs (qui équivaut à la durée minimale de la protection).

Compte tenu des problèmes d'écaillage du béton des surfaces horizontales constatés sur plusieurs chantiers par le passé, le surveillant doit se référer à l'*Info-structures* n° T2020-17 « Bétonnage par temps froid, surfaces horizontales », qui présente diverses stratégies pour contrer ces problèmes, lorsque les bétonnages sont réalisés tard en automne.

En bref, ces stratégies consistent à reporter les travaux au printemps suivant lorsque cela est possible. Sinon, dans certains cas, la cure à l'eau peut être remplacée par une cure au moyen d'un matériau de cure formant membrane, et un béton de type V-S avec liant binaire doit être employé (lorsque cela est possible, consulter le concepteur). Précisons cependant que, pour la plupart des bétonnages de dalle réalisés avec une protection de type 3, l'exigence de la cure à l'eau est maintenue. Lui substituer une cure chimique ne devrait être exigée par le surveillant que dans les cas de bétonnage très tardif (moins d'un mois avant les dates butoirs prévues pour la fin des coulées de dalle), lorsque le trafic routier doit être rétabli rapidement après la coulée de la dalle et lorsqu'un pavage temporaire est mis en place.

Mentionnons que les informations présentes sous le tableau 4.3-8 s'appliquent aussi aux dalles sur poutres.

L'entrepreneur ne doit pas procéder à l'injection du coulis dans les gaines de l'armature de précontrainte transversale d'une dalle sur poutres si la température du béton environnant est inférieure à 5 °C ou s'il est possible qu'elle chute sous 5 °C dans les 48 heures suivant l'injection (voir l'article 15.7.3.3.5 « Injection du coulis dans les gaines » du CCDG). Le surveillant ne doit pas tenir compte de cette exigence du CCDG si une protection de type 3 est prévue lors d'un bétonnage de la dalle par temps froid et que la protection est maintenue dans les 48 heures suivant l'injection. Mentionnons qu'il n'est pas souhaitable, mais généralement possible, de reporter la mise en place des câbles de précontrainte transversale ou l'injection du coulis au début du printemps lorsqu'aucune protection de type 3 n'est en place et que la saison hivernale est commencée (il faut alors consulter le concepteur).

4.3.8.5 Dalle épaisse, tablier en béton précontraint en place et portique

Le tableau 4.3-10, présenté ci-dessous, résume le type de protection à utiliser pour le bétonnage d'une dalle épaisse, d'un tablier en béton précontraint par post-tension et d'un portique, qui sont toutes des structures coulées sur étaiement. Il est également à noter que des arbres décisionnels concernant les protections par temps froid sont présentés à la fin de ce chapitre.

Tableau 4.3-10 Type de protection à utiliser pour le bétonnage d'un tablier sur étaiement (dalle épaisse, tablier précontraint en place et portique)

Zone 1	**1er avril au 30 novembre**			**1er au 20 décembre**		**21 décembre au 31 mars**
	T° < 0 °C	**T° < 5 °C1**	**T° > 5 °C1**	**T° < - 10 °C2**	**T° > - 10 °C2**	**Toutes T°**
	Bétonnage à l'air libre interdit	Type 1 (1 ou 2 couches)	Aucune protection (vérifier les prévisions des 48 heures à venir : type 1 si < 5 °C)	Interdit	Type 4	Interdit
Zones 2 et 3	**1er avril au 14 novembre**			**15 au 30 novembre**		**1er décembre au 31 mars**
	T° < 0 °C	**T° < 5 °C1**	**T° > 5 °C1**	**T° < - 10 °C2**	**T° > - 10 °C2**	**Toutes T°**
	Bétonnage à l'air libre interdit	Type 1 (1 ou 2 couches)	Aucune protection (vérifier les prévisions des 48 heures à venir : type 1 si < 5 °C)	Interdit	Type 4	Interdit

1. Prévisions dans les prochaines 48 heures.
2. Température au moment du bétonnage et prévisions dans les prochaines 48 heures.

Les exigences de bétonnage pour ces types de structures sont semblables à celles des dalles sur poutres traitées précédemment. Les dates où la protection de type 4 est exigée pour le bétonnage sont cependant différentes de celles des dalles sur poutres, car ces éléments, plus massifs, peuvent générer plus de chaleur lors de la réaction d'hydratation du liant.

Mentionnons que les informations présentes sous les tableaux 4.3-8 et 4.3-9 s'appliquent aussi aux dalles épaisses, aux tabliers en béton précontraint en place et aux portiques.

L'entrepreneur ne doit pas procéder à l'injection du coulis dans les gaines de l'armature de précontrainte si la température du béton environnant est inférieure à 5 °C ou s'il est possible qu'elle chute sous 5 °C dans les 48 heures suivant l'injection (voir l'article 15.7.3.3.5 « Injection du coulis dans les gaines » du CCDG). Si une protection de type 4 n'est pas en place et qu'il fait exceptionnellement froid, il est tout de même fort probable que la température du béton soit au-dessus de 5 °C si la mise en tension est réalisée aussitôt que le béton a atteint la résistance minimale indiquée dans les plans d'atelier et que l'injection est réalisée dès que possible par la suite.

En période de protection par temps froid, si une protection de type 4 est utilisée, elle doit être maintenue jusqu'à la fin de la période de protection du coulis. Cette période additionnelle de protection doit être de 10 jours suivant l'injection du coulis, comme le mentionne l'article 15.4.3.8 du CCDG. Noter que cette protection additionnelle est raccourcie à 7 jours suivant l'injection du coulis pour l'injection des gaines de précontrainte transversale de dalles, cette précontrainte n'ayant habituellement pas de rôle structural (il faut alors consulter le concepteur).

4.3.9 Bétonnage sous l'eau

Le bétonnage sous l'eau est souvent utilisé pour la réparation en surépaisseur de faces submergées de piles ou de culées. Il est également employé pour le bétonnage des pieux caissons (voir la sous-section suivante). Étant donné son coût plus élevé ainsi que sa mise en œuvre et sa surveillance plus difficiles, il est rare que le bétonnage sous l'eau soit utilisé pour les éléments neufs. De façon générale, ces éléments sont coulés à sec à l'intérieur d'un batardeau. Le bétonnage sous l'eau n'est pas une solution de remplacement à la réalisation de batardeaux demandés dans les documents contractuels; en effet, l'entrepreneur n'effectue un bétonnage sous l'eau que lorsque cela fait partie des exigences de son contrat.

Le bétonnage sous l'eau doit se faire au moyen de béton antilessivage (de type XV), sauf pour le bétonnage de pieux tubulaires et des bases d'étanchement. Dans le cas des pieux tubulaires (sans armature ni emboîture), le type de béton est habituellement de type XI. Le béton antilessivage (de type XV), qui coûte plus cher, n'est pas requis dans ces cas, car le béton est libre de s'écouler à l'intérieur du tube sans rencontrer d'obstacles (armature) et il n'a pas de rôle structural à proprement parler (il ne sert qu'à protéger le tube d'acier de la corrosion et à rigidifier les pieux dans quelques cas). Pour ce qui est des bases d'étanchement, un béton de type V ou XV peut être utilisé. À noter par contre que, malgré l'emploi d'un type de béton différent, la technique de mise en place décrite ci-dessous demeure la même pour ces éléments.

Le béton antilessivage (de type XV) est défini à la norme 3101 du Ministère. Sa caractéristique principale est qu'il contient un adjuvant antilessivage qui favorise sa mise en place dans l'eau tout en réduisant le plus possible la perte de masse due au lessivage : ses caractéristiques physiques sont ainsi mieux préservées. Il faut toutefois préciser que ces adjuvants ont leurs limites et que toute manipulation du béton antilessivage dans l'eau, notamment une chute libre dans les coffrages ou un déplacement au moyen d'un outil, conduirait quand même à une perte des caractéristiques physiques du béton.

La mise en place du béton ne doit pas se faire si la température de l'eau est inférieure à 5 °C; cette exigence du CCDG vise à ce que la réaction d'hydratation du liant s'effectue. Il est évidemment très difficile dans la plupart des cas de contrôler la température de l'eau, que ce soit une eau souterraine ou l'eau d'un cours d'eau. Cette exigence vise surtout à ce que l'entrepreneur planifie judicieusement son calendrier des travaux de manière à ne pas réaliser les travaux de bétonnage sous l'eau dans des conditions froides défavorables.

Ce béton antilessivage doit être confiné à l'intérieur d'un coffrage; outre ce rôle de confinement propre à tout coffrage, le coffrage ralentit aussi l'eau, ce qui réduit le plus possible le lessivage du béton. Pour ce faire, il doit se prolonger au-dessus de la surface de l'eau ou sur une distance minimale de 2 m au-dessus du niveau final du béton.

Le bétonnage sous l'eau doit s'effectuer au moyen d'une pompe à béton munie d'une section réductrice à l'extrémité de la ligne de pompage. Il faut se référer à la section 4.3.5.4 de ce chapitre pour plus d'information. La pompe permet généralement une alimentation de béton suffisante tout en fournissant une pression qui facilite la mise en place du béton.

La trémie, qui est un réservoir de béton tenu par une grue et muni d'une trompe pour apporter le béton sous l'eau, est une autre méthode de mise en place possible. Toutefois, elle est interdite pour les travaux du ministère, car la trémie est difficile à manipuler sous les tabliers de ponts et, dans bien des cas, la pression qu'elle fournit est insuffisante à la mise en place du béton au fond des coffrages. La trémie nécessite également plus de manipulations pour le retrait successif de sections de tuyaux, ce qui risque de créer davantage de défauts dans l'ouvrage de béton.

Le CCDG explique la façon de procéder à la mise en place du béton. Le bétonnage s'effectue toujours en débutant au point bas de l'ouvrage sans aucune chute libre du béton dans l'eau. Ainsi, au début du bétonnage, l'extrémité de la ligne de pompage est déposée directement dans le fond des coffrages. Une fois le bétonnage amorcé, la ligne de pompage est toujours maintenue dans la masse de béton frais, et ce dernier occupe progressivement l'espace dans les coffrages. Cette façon de faire permet de toujours avoir le même béton en contact avec l'eau, ce qui permettra, en fin de coulée, de l'évacuer ou de le retirer sur le dessus de l'ouvrage. Cette technique de mise en place vise également à éviter d'introduire de l'eau dans la masse de béton plastique, ce qui créerait des zones de béton plus poreux. Un béton placé dans une masse compacte a aussi moins tendance à se lessiver, puisque sa surface exposée est réduite le plus possible par rapport à son volume.

Le CCDG exige que les moyens nécessaires soient pris pour éviter de remplir la ligne de pompage d'eau au début du processus de bétonnage, lors de sa mise en place au fond de l'élément. Pour cela, l'entrepreneur peut coincer une balle de caoutchouc dans la ligne de pompage avant de faire descendre l'extrémité de la ligne de pompage dans l'eau. Cette balle, semblable à celle employée généralement pour nettoyer l'intérieur du conduit de la pompe, sert dans ce cas à isoler le béton de l'eau au début du processus de pompage sous l'eau. Elle est poussée graduellement dans la ligne de pompage par le flot du béton, qui l'expulse au début de bétonnage. Pour être efficace, elle doit présenter une densité lui permettant de conserver sa forme sous la pression du bétonnage et celle de l'eau, et de séparer le béton de l'eau dans la ligne. Une balle trop molle ou une éponge seraient inefficaces puisqu'elles se comprimeraient sous la pression et laisseraient entrer l'eau dans la ligne de pompage.

Il est aussi possible d'utiliser une trappe ou une plaque temporaire à l'extrémité de la ligne de pompage, la plaque étant maintenue contre la ligne de pompage par la pression de l'eau.

Lors de la descente de la ligne de pompage, le surveillant doit s'assurer que celle-ci est bien déposée au fond de l'élément avant de commencer le bétonnage. Pour s'en assurer, il suffit de placer un repère visuel sur la ligne de pompage (ruban adhésif ou peinture) à une hauteur correspondant à la profondeur des coffrages. Ce marquage est d'ailleurs exigé pour le bétonnage des pieux caissons, car ces éléments étant en général très profonds, il est difficile d'apprécier avec justesse la profondeur de l'extrémité de la ligne de pompage sans ces repères.

Comme le surveillant ne peut pas inspecter lui-même l'élément lorsque le bétonnage s'effectue sous l'eau, il est demandé que l'entrepreneur réalise des inspections à l'aide d'une caméra vidéo à certaines étapes importantes des travaux. Cette caméra vidéo est fixée au casque d'un plongeur et le surveillant dirige les mouvements du plongeur à partir d'un moniteur. Le surveillant doit être vigilant et ne doit pas hésiter à demander au plongeur de s'attarder sur une partie précise de l'ouvrage pour s'assurer que tout est conforme aux exigences.

Le CCDG indique un délai maximal de 7 jours après le décoffrage pour la réalisation de l'inspection des surfaces finies. Ce délai vise à ce que l'inspection soit effectuée lorsque l'entrepreneur est toujours mobilisé au chantier, au cas où des corrections seraient nécessaires. Il assure aussi que l'inspection est faite alors que la surface récemment bétonnée est toujours propre, exempte d'algues par exemple.

Il est à noter que l'inspection par caméra avec l'aide d'un plongeur ne s'effectue pas dans le cas des pieux caissons pour des questions de sécurité et en raison de son utilité moindre. Il serait en effet dangereux pour le plongeur de se glisser à l'intérieur du tube une fois la cage d'armature en place.

Quant à l'inspection des surfaces finies, comme le béton du pieu reste couvert par le tube, elle ne sert à rien. Précisons cependant que, dans certains cas, le devis spécial peut exiger une inspection par caméra de la cage d'armature une fois celle-ci mise en place, mais que cette inspection s'effectue au moyen d'une caméra descendue par un câble, de la même manière qu'est inspectée l'emboîture.

Pieux caissons

Les pieux caissons qui contiennent de l'eau, que ce soit en tout ou en partie, doivent être bétonnés au moyen d'un béton antilessivage. Lorsque le bétonnage de la partie inférieure du pieu caisson est effectué avec un béton antilessivage, tout le pieu est en général bétonné avec ce type de béton, jusqu'à la semelle ou au chevêtre de la pile.

Les pieux caissons comportent beaucoup d'armatures sur leur périmètre, et leur profondeur est en général assez importante (plus de 10 m). Ils contiennent aussi souvent des barres de support en forme de croix dans leur partie centrale. Ces particularités engendrent des défis pour le bétonnage sous l'eau, entre autres pour le positionnement de la ligne de pompage. Le surveillant doit être particulièrement vigilant pour s'assurer que la ligne de pompage est bien descendue au fond de l'emboîture du pieu au début du bétonnage. Il est possible, en effet, que la ligne de pompage s'accroche sur les armatures ou sur leurs croix de support (armatures de support) lorsqu'elle est descendue dans le pieu, bien que ces éléments doivent être conçus et installés de manière à ne pas nuire au bétonnage. Avec le marquage des élévations exigé sur la ligne de pompage, le surveillant et l'entrepreneur seront à même de constater que la ligne de pompage est suffisamment descendue dans le pieu au moment du début du bétonnage. Ces repères pourront également servir lors du bétonnage quand viendra le temps de remonter la ligne de pompage.

Comme tout bétonnage sous l'eau, la ligne de pompage doit être remontée au fur et à mesure que le bétonnage du pieu progresse, de manière à toujours rester dans la masse de béton, à au moins 2 m de sa surface. Cette exigence de maintenir 2 m vise à donner une marge de manœuvre en cas de manipulation trop rapide de la ligne et à éviter que le béton de la surface subisse un brassage lors de l'injection du nouveau béton dans la masse. La méthode de bétonnage soumise par l'entrepreneur doit refléter cette exigence. Afin de s'assurer que la ligne est relevée au bon moment et que la valeur est adéquate pour que son extrémité demeure dans la masse de béton, le surveillant et l'entrepreneur doivent évaluer la valeur du béton qui remonte à l'intérieur du pieu pour chaque camion livré. Cette règle, très simple, consiste à comparer le volume de béton d'un camion malaxeur (en général environ 6 à 8 m^3) au volume correspondant du pieu, qui dépend de son diamètre.

Il faut éviter de maintenir la ligne stationnaire au fond du pieu pour la coulée de plusieurs mètres de hauteur dans le pieu avant d'amorcer la remontée de la ligne. Cette façon de faire conduit presque inévitablement à un problème d'emprisonnement de béton lessivé de mauvaise qualité dans le pieu dû à une résurgence du béton frais le long de la ligne de pompage. La figure 4.3-19 illustre ce phénomène.

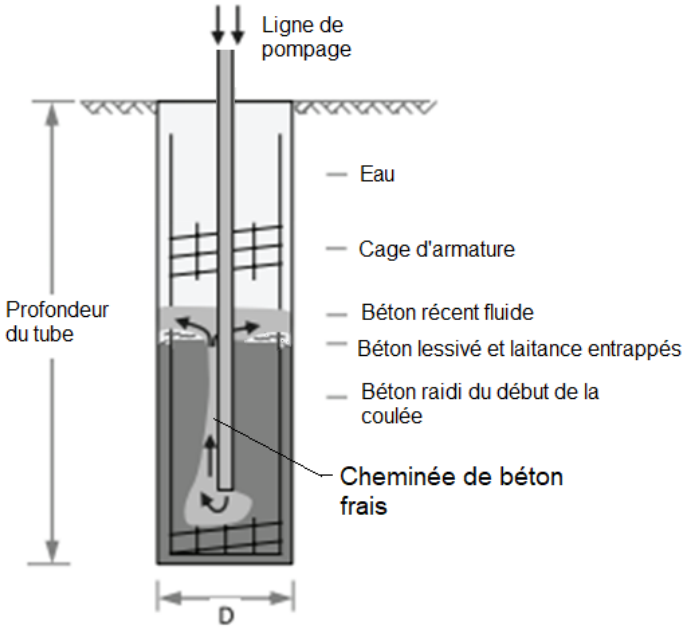


Figure 4.3-19 Phénomène de remontée de béton frais dans un pieu caisson

Comme l'illustre la figure, lors du bétonnage du pieu, le béton frais arrive par le fond, au bout de la ligne de pompage, et pousse progressivement vers le haut la masse de béton déjà coulée. Le pieu comporte cependant des armatures à son périmètre, et la cage d'armature apporte une certaine résistance au mouvement de la masse de béton vers le haut. Qui plus est, plus le délai depuis la mise en place du béton dans le pieu se prolonge, plus celui-ci deviendra raide et difficile à déplacer. Avec la combinaison de la hauteur accrue de béton à déplacer, sa perte de fluidité progressive dans le temps et la résistance au mouvement apportée par les armatures au pourtour, il arrive un point où le béton frais sorti de la pompe emprunte un parcours de moindre résistance et se fraye un parcours préférentiel le long de la ligne de pompage, dans la partie centrale, pour remonter directement à la surface.

Lorsque ce phénomène de cheminée se produit dans le pieu, il amène comme conséquence de recouvrir la masse de béton déjà en place dans le pieu. Cette masse de béton inclut l'interface d'origine avec l'eau qui est constituée de béton lessivé et de laitance (mélange d'eau et de pâte de ciment). Cette laitance et ce béton de mauvaise qualité sont donc piégés dans le pieu plutôt que d'être remontés vers la surface pour y être évacués en fin de bétonnage. Ce phénomène de cheminée n'est pas nécessairement perceptible lors de la coulée du béton, ce n'est que lors des essais d'auscultation sonique, donc après le bétonnage du pieu, que bien souvent on constatera alors une zone de béton de mauvaise qualité profondément dans l'ouvrage

Si la ligne de pompage est remontée progressivement et que le bétonnage s'effectue de manière continue (sans interruption), vers la fin du bétonnage, avec la montée du béton dans le tube, de l'eau contaminée par le béton, qu'on appelle *laitance*, s'écoulera au rebord du tube du pieu. Toute cette laitance, en général très liquide et plus pâle que le béton, doit être évacuée du tube. Une fois toute la laitance complètement évacuée, le béton émergera du tube; le CCDG demande alors de procéder à l'évacuation, hors du tube, d'une quantité de béton équivalant à 1 m de hauteur. Le surveillant peut déterminer cette hauteur de béton à évacuer en calculant le volume de béton correspondant à 1 m de hauteur en fonction du diamètre du tube, et en vérifiant, à partir du déversement du contenu du camion dans la pompe, le volume correspondant. Le surveillant peut aussi enfoncer à 1 m de profondeur dans le béton, une fois que ce dernier émerge du tube, un chiffon ou un objet quelconque, et faire poursuivre le pompage jusqu'à ce que cet objet soit évacué du tube. L'évacuation de ce béton est nécessaire, car il a été manipulé sous l'eau lors du pompage et du mouvement de la ligne de pompage, ce qui conduit à l'obtention d'un béton dont le rapport eau/liant est plus élevé, donc de moins bonne qualité.

Le CCDG précise finalement que la partie supérieure des pieux doit être vibrée une fois que toute la laitance et le béton de surplus ont été évacués du tube. Des vibrateurs à béton doivent être plongés dans les 2 m supérieurs du tube, selon les exigences énoncées à la section 4.3.5.7 de ce chapitre. Le but de cette vibration étant de s'assurer que le béton a bien enrobé les étriers, une vibration légère suffit. Le béton en deçà de 2 m de profondeur n'a pas à être vibré, car sa pression au-dessus est en principe suffisante pour qu'il remplisse complètement les vides et l'espace compris entre les étriers du pieu et le tube.

Mentionnons finalement que la vibration d'un béton antilessivage ne doit pas être réalisée pour les ouvrages autres que les pieux caissons. De plus, la surface supérieure du pieu, après vibration, n'a habituellement pas à être finie, car du béton de semelle ou de chevêtre doit être coulé contre cette surface par la suite. Une cure conforme aux exigences du CCDG doit toutefois y être réalisée.

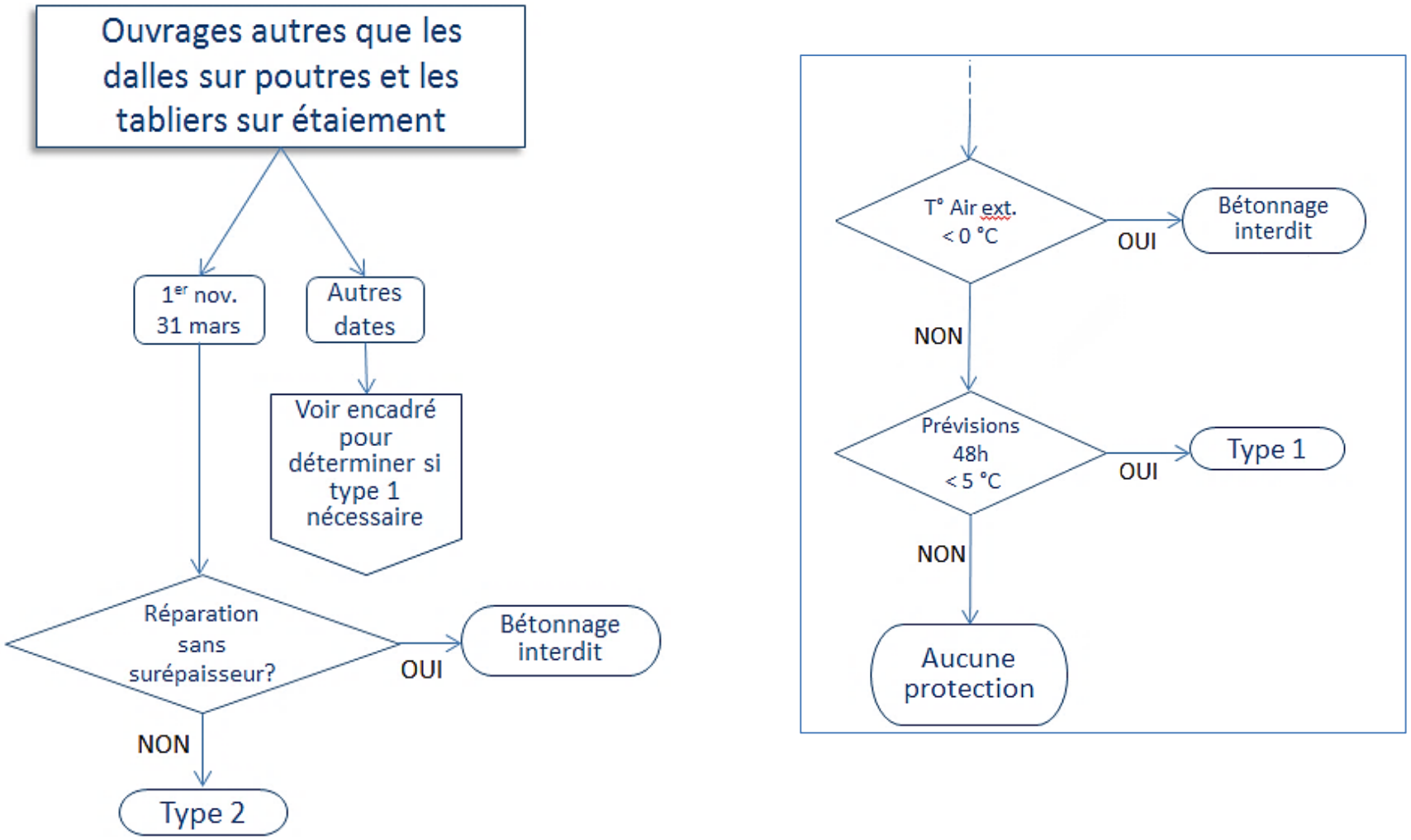
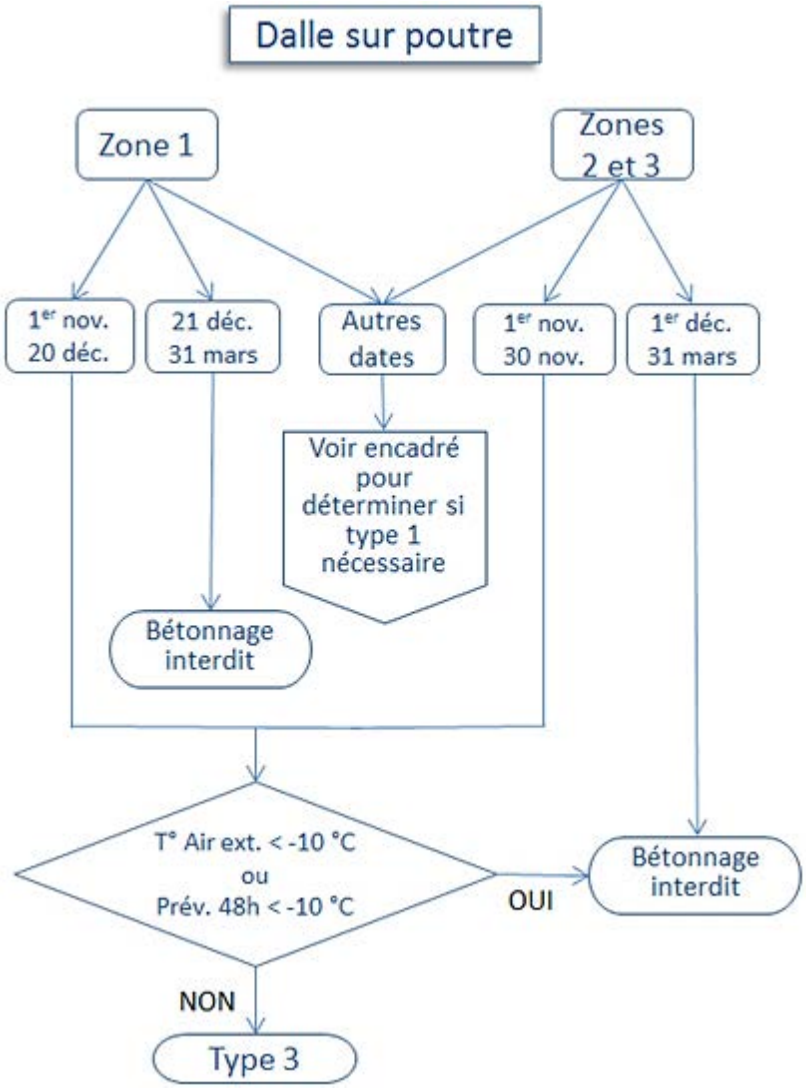
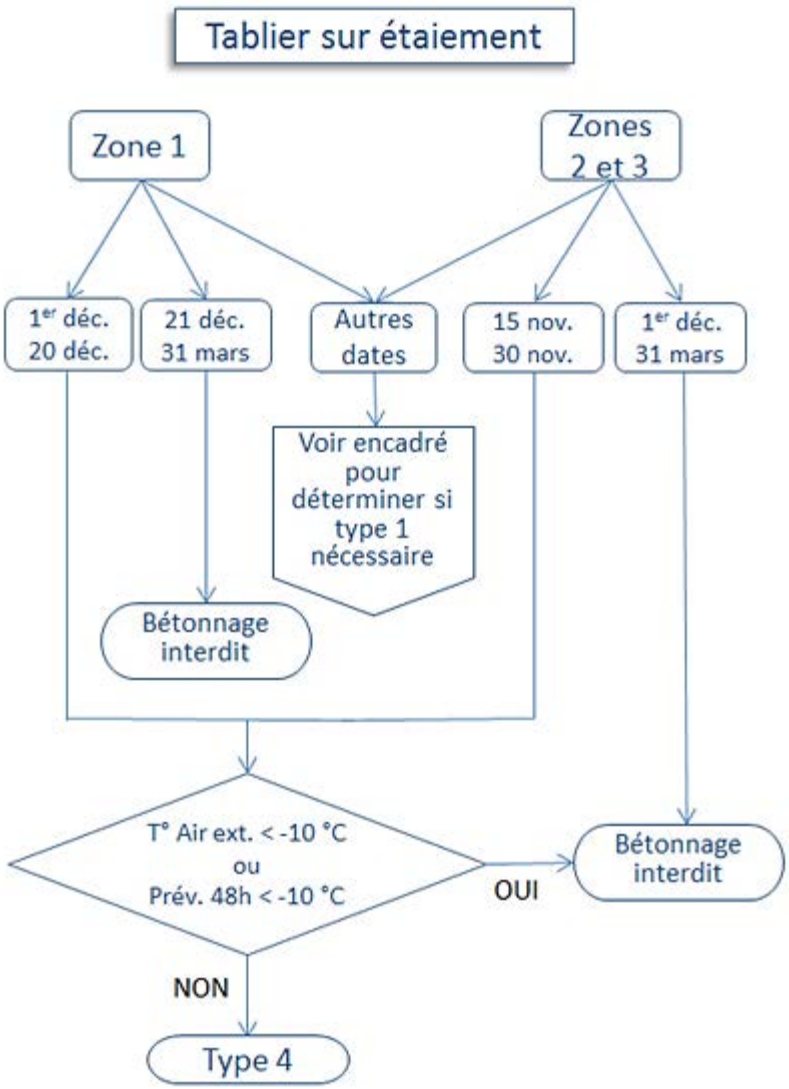


Figure 4.3-20 Arbres décisionnels pour déterminer le type de protection par temps froid

(Source : Articles 15.4.3.8.3 à 15.4.3.8.5 du CCDG.)


Dalle sur poutre
Zone 1
Zones 2 et 3
1er nov. 20 déc.
21 déc. 31 mars
Autres dates
1er nov. 30 nov.
1er déc. 31 mars
Voir encadré pour déterminer si type 1 nécessaire
Bétonnage interdit
T° Air ext. < -10 °C ou Prév. 48h < -10 °C
OUI
Bétonnage interdit
NON
Type 3


Tablier sur étaiement
Zone 1
Zones 2 et 3
1er déc. 20 déc.
21 déc. 31 mars
Autres dates
15 nov. 30 nov.
1er déc. 31 mars
Voir encadré pour déterminer si type 1 nécessaire
Bétonnage interdit
T° Air ext. < -10 °C ou Prév. 48h < -10 °C
OUI
Bétonnage interdit
NON
Type 4

CHAPITRE 5

OUVRAGES EN BÉTON PRÉFABRIQUÉS

TABLE DES MATIÈRES

INTRODUCTION 5-1

5.1 MATÉRIAUX 5-2

5.2 ASSURANCE DE LA QUALITÉ 5-2

5.3 MISE EN ŒUVRE 5-3

5.3.1 Documents requis 5-4

5.3.2 Conditions de préfabrication 5-4

5.3.3 Réunion préalable à la fabrication 5-4

5.3.4 Fabrication des éléments en béton précontraint 5-5

5.3.5 Coffrages 5-6

5.3.6 Armature et torons 5-7

5.3.7 Ancrages 5-8

5.3.8 Béton 5-8

FIGURE

Figure 5.3-1 Dispositif de levage type 5-6

INTRODUCTION

Le Ministère emploie de plus en plus fréquemment pour ses ouvrages des éléments de béton préfabriqués. Si par le passé les éléments préfabriqués consistaient surtout en des murs de soutènement, des ponceaux et des poutres en béton précontraint, on voit maintenant des dalles et de plus en plus d'autres éléments de différente nature comme des unités de fondation.

La fabrication en usine d'éléments de béton, pas seulement pour les contrats du Ministère, est bien souvent réalisée selon la norme CSA A23.4 « Béton préfabriqué – Constituants et exécution des travaux ». Le Ministère ajoute cependant à cette norme ses propres exigences de réalisation dans ses documents contractuels.

Ainsi, les normes du Ministère (*Tome VII – Matériaux*) fixent les caractéristiques que doivent présenter les bétons utilisés pour les travaux de préfabrication : ce sont les exigences relatives aux matériaux. Le *Cahier des charges et devis généraux – Infrastructures routières – Construction et réparation* (CCDG) et le devis spécial précisent, quant à eux, les exigences de réalisation et de fabrication en usine.

Ce chapitre s'applique à tout type d'ouvrage en béton armé ou en béton précontraint réalisé en tout ou en partie avec des éléments préfabriqués en béton. La préfabrication est définie dans le CCDG comme étant la fabrication à un autre endroit qu'à l'emplacement définitif de l'élément. À noter qu'il n'est pas possible de couler un élément dans un endroit désigné du chantier puis de le déplacer à sa position définitive, car il doit alors être considéré comme préfabriqué. Nous verrons dans ce chapitre qu'un élément de béton préfabriqué doit être réalisé dans une usine certifiée.

Ce chapitre couvre la réalisation en usine jusqu'au transport de l'élément et ne couvre pas tout ce qui a trait à la mise en œuvre et l'installation de ces éléments au chantier. Ces notions sont couvertes dans les chapitres respectifs de chacun des éléments (chapitre 7 pour les poutres préfabriquées en béton précontraint, chapitre 12 pour les murs de soutènement homologués et chapitre 13 pour les ponceaux préfabriqués) et le devis spécial du projet.

Comme le présent manuel est orienté pour la surveillance en chantier, les notions de surveillance en usine y sont abordées sommairement. Cette dernière est normalement effectuée par un représentant du surveillant en usine. Les notions présentées dans ce chapitre le sont surtout dans l'optique des actions que doit prendre le surveillant des travaux.

5.1 MATÉRIAUX

Les bétons employés au Ministère sont ceux décrits dans le tableau 3101-2 de la norme 3101 « Bétons de masse volumique normale » du *Tome VII – Matériaux* de la collection Normes – Ouvrages routiers du Ministère. Les types de bétons employés en préfabrication ne sont pas les mêmes que ceux employés pour le béton coulé en place. Les bétons du tableau spécifiquement prévus pour l'utilisation en préfabrication sont généralement désignés avec la lettre *P* (sauf les types VIII et IX).

Dans le cas des produits homologués, certaines caractéristiques particulières peuvent aussi avoir été autorisées par le Ministère en ce qui concerne les constituants du béton. Ces caractéristiques figurent alors à l'avis technique du produit.

La spécification des types de béton pour chaque élément s'effectue de la même façon que pour le béton coulé en place, la plupart du temps à partir d'un tableau sur le plan d'ensemble de l'ouvrage. À noter que la spécification du type de béton peut parfois aussi se retrouver dans les notes du feuillet de plan qui présente les caractéristiques de l'élément préfabriqué.

Pour les éléments de ponceaux et de murs, les bétons de types V-P et XVII-P sont généralement tous les deux inscrits au tableau des caractéristiques du béton, et le choix est donc laissé à l'entrepreneur, soit à l'usine de préfabrication. Dans ce cas, le type de béton choisi sera connu à la transmission de la fiche descriptive du mélange et des plans d'atelier.

5.2 ASSURANCE DE LA QUALITÉ

L'assurance qualité en usine est effectuée par un représentant du surveillant qui est mandaté par la direction générale territoriale (DGT) où est réalisé le chantier (ci-après appelée « DGT-cliente »), en collaboration avec la DGT où est située l'usine de préfabrication (ci-après appelée « DGT-usine »). Cette façon de faire permet d'éviter de déplacer constamment du personnel de l'équipe de surveillance du chantier à l'usine de fabrication, sur des distances qui peuvent être très grandes.

L'article 15.5.3.3 du CCDG exige que l'entrepreneur informe le surveillant, dans un délai minimal de 4 semaines avant la tenue de la réunion préalable à la fabrication, du nom du fournisseur des éléments préfabriqués et de l'usine où se fera la fabrication des éléments préfabriqués. Il est important que le surveillant avise, dès qu'il reçoit de l'entrepreneur le nom du fabricant, le chargé d'activité de la DGT pour que celui-ci organise la surveillance en usine avec la collaboration de la DGT-usine. Il faut en effet considérer un délai de quelques semaines afin que ces DGT puissent mandater un représentant du surveillant en usine à cette fin et qu'il soit disponible au moment de tenir la réunion préalable à la fabrication. Si un entrepreneur décide de changer d'usine de préfabrication, les démarches décrites précédemment doivent être répétées et, pour ce faire, le délai minimal de quatre semaines peut être reconduit.

Lorsque plus d'une usine fabrique des éléments pour un même contrat, les démarches expliquées ci-dessus doivent être répétées pour chacune des usines. Il faut en effet s'assurer qu'un représentant du surveillant est mandaté dans chaque usine par la DGT-cliente.

Les vérifications effectuées sur les matériaux en usine ne sont pas contenues pour l'instant dans le présent manuel compte tenu de la présence d'une personne qualifiée dans l'usine, soit le représentant du surveillant. Cette vérification comprend celles sur le béton comme c'est le cas en chantier (vérification préalable, contrôle de réception, essai de convenance dans certains cas, etc.).

Un essai supplémentaire par rapport à ceux réalisés en chantier est demandé pour chaque ouvrage, chaque usine et pour chaque période de 30 jours. Il s'agit de la vérification du réseau de bulles d'air. Le représentant du surveillant effectue également des vérifications sur toutes les étapes de production des éléments notamment les coffrages, l'armature, la cure des éléments, etc.

Certification du fabricant d'éléments en béton préfabriqués

Le CCDG exige que les éléments en béton préfabriqués soient produits dans une usine certifiée selon les exigences de la norme CSA A23.4 « Béton préfabriqué – Constituants et exécution des travaux ». Plusieurs organisations font la certification d'usines selon cette norme. Le Ministère accepte la certification de trois de ces organismes pour les éléments préfabriqués en béton non précontraint :

- l'Association canadienne de normalisation (CSA);
- le Bureau de normalisation du Québec (BNQ), selon le programme de certification BNQ 2624-940;
- l'Assurance qualité du béton préfabriqué du Canada (AQBPC).

Dans le cas des éléments en béton précontraint, donc principalement les poutres préfabriquées, seule cette dernière certification est acceptée.

La norme CSA classe les fabricants en diverses catégories pour la certification, selon leur capacité à produire certains éléments; ces catégories sont mentionnées dans le CCDG. Au moment de recevoir le nom de l'usine où se fera la fabrication des éléments, le surveillant devrait vérifier que cette usine détient la certification appropriée et que cette dernière est valide. À cet effet, Il est possible de demander à l'entrepreneur de remettre le certificat de l'usine ou de vérifier les usines certifiées sur le site Web de ces deux organisations :

- Site Web du BNQ[1];
- Site Web de l'AQBPC[2] .

5.3 MISE EN ŒUVRE

Lorsque l'entrepreneur est autorisé par le surveillant à fixer des coffrages ou des ouvrages provisoires au béton d'un élément préfabriqué, il doit le faire selon les indications du CCDG. Ces exigences permettent de réduire les dommages occasionnés par ces opérations. De plus, le surveillant doit bien évaluer la situation, notamment en vérifiant la possibilité de procéder autrement, avant de permettre à l'entrepreneur de fixer quoi que ce soit au béton de l'élément.

[1] www.bnq.qc.ca
[2] www.www.precastcertification.ca

Le début de la section « Mise en œuvre » du chapitre 4 du manuel contient plus de détails sur ces exigences, qui sont semblables à celles du béton coulé en place.

5.3.1 Documents requis

Les documents requis ne sont pas présentés dans cette section pour l'instant. Dans le présent manuel, ils sont couverts dans les chapitres respectifs relatifs à chacun des éléments.

Précisons que le CCDG demande ces documents deux semaines avant la réunion préalable à la fabrication pour permettre au surveillant d'en prendre connaissance et d'effectuer les vérifications d'usage. Certains de ces documents devront d'ailleurs être remis au concepteur, comme le précisent les sections 7.4.1, 12.1 et 13.1 de ce manuel.

Les documents doivent avoir été validés avant la réunion préalable à la fabrication puisqu'à ce moment le représentant du surveillant en usine doit avoir en main la version validée et acceptée de tous les documents nécessaires à la fabrication, ce qui inclut par exemple les fiches descriptives des mélanges, les plans d'atelier et le nom du fournisseur des armatures.

5.3.2 Conditions de préfabrication

La température ambiante à l'intérieur de l'usine ne doit pas être inférieure à 10 °C durant toutes les étapes de fabrication des éléments pour que la mise en place et la cure du béton se fassent adéquatement. Le CCDG exige que cette température soit atteinte dans un délai de 3 heures préalablement au bétonnage. Le but de cette exigence est de démontrer que le fabricant contrôle les conditions de température à l'intérieur de l'enceinte de fabrication avant le bétonnage. Le délai de 3 heures permet également au représentant du surveillant de faire la vérification des températures de contact avant l'autorisation du bétonnage.

La température des surfaces de contact du béton doit être comprise entre 10 °C et 40 °C pour éviter, dans le premier cas, qu'une température trop froide vienne faire geler le béton frais et, dans le second cas, pour éviter qu'une température trop chaude fasse en sorte que le béton contre ces surfaces prenne trop rapidement ou dépasse la température maximale permise pendant la cure.

5.3.3 Réunion préalable à la fabrication

Une réunion préalable à la fabrication des éléments de béton préfabriqués doit être organisée par le surveillant au minimum deux semaines après la remise des documents requis décrits au CCDG et après que ces derniers auront été acceptés et, dans le cas des plans d'atelier, qu'ils auront été visés par le concepteur. Ces exigences du CCDG sont dues au fait que le but de la réunion est de discuter de la fabrication des éléments en béton et non pas du contenu des documents requis. De plus, cette façon de faire assure que tous les documents sont valides au début de la fabrication et que le représentant du surveillant en usine les aura en main. Le surveillant doit reporter la réunion si ces documents ne sont pas encore tous visés ou approuvés.

En plus des personnes mentionnées au CCDG, le surveillant doit inviter à la réunion le concepteur, les représentants du laboratoire (le technicien et l'ingénieur responsable) mandatés pour le suivi des travaux dans l'usine, le secteur Surveillance - Béton préfabriqué à la Direction du contrôle de la qualité des matériaux (DGQM) et le représentant en assurance de la qualité de la DGT-usine. La présence de ce représentant est importante, car c'est lui qui, normalement, traite fréquemment avec le représentant du surveillant en usine. Précisons que le CCDG permet que certains participants

assistent à la réunion par vidéoconférence. Ce sont principalement ce représentant de la DGT, le concepteur et le secteur Surveillance – Béton préfabriqué de la Direction générale du laboratoire des chaussées qui sont ainsi visés par cette disposition. Il est recommandé que le surveillant et son représentant en usine soient présents physiquement à la réunion, car ils doivent participer à la visite de l'usine. Ils devraient également en profiter pour établir un plan de communication avec l'équipe de surveillance au chantier.

Afin d'éviter de mobiliser en permanence des ressources dans l'usine, le fabricant est tenu d'aviser le surveillant du calendrier de production prévu et du début des travaux à l'usine (dans les faits, c'est plutôt le représentant du surveillant en usine qui est avisé de la date précise du début de la fabrication). Précisons que si le début des travaux survient après un délai qui dépasse de 30 jours la tenue de la réunion préalable, celle-ci doit être tenue à nouveau, car les conditions de mise en œuvre et le personnel de l'usine ont pu changer.

Note

Lorsque plus d'une usine fabrique des éléments pour un même contrat, les démarches expliquées ci-dessus doivent être répétées pour chacune des usines. La tenue d'une réunion dans chaque usine vise aussi à uniformiser le contrôle de la qualité et les façons de faire de même qu'à assurer la coordination entre les divers intervenants du contrat.

Poutres préfabriquées en béton précontraint

Le surveillant doit remplir, avant la réunion préalable, le formulaire F309.1 NEBT *Poutres préfabriquées en béton précontraint par prétension de type NEBT (projet)*, qui constitue un résumé des documents remis; il est utilisé par le représentant du surveillant en usine lors de la fabrication.

Mentionnons immédiatement que le représentant du surveillant en usine devra remplir pour chaque poutre le formulaire F309.2 NEBT *Poutres préfabriquées en béton précontraint par prétension de type NEBT (poutre)*. Ce formulaire, qui comprend trois feuillets, contient les informations relatives à la mise en place des matériaux, à la mise en tension des torons, à l'application de la précontrainte, aux tolérances dimensionnelles et aux corrections de surface. Ce formulaire, une fois chaque poutre terminée, sera remis au surveillant.

5.3.4 Fabrication des éléments en béton précontraint

Les exigences de fabrication des poutres en béton précontraint ne sont pas présentées pour l'instant dans le présent manuel compte tenu de la présence d'une personne qualifiée dans l'usine, soit le représentant du surveillant mentionné à la partie 5.2 « Assurance de la qualité » de ce chapitre.

Précisons cependant qu'à l'extrémité des poutres, dans le bas de la semelle inférieure au droit des appareils d'appui, une plaque d'acier est encastrée dans le béton de la poutre. Certaines surfaces de cette plaque doivent être métallisées et d'autres non. Les surfaces à métalliser sont celles qui ne sont pas en contact avec le béton ainsi qu'avec les soudures. De ce fait, les chanfreins prévus pour recevoir les soudures des appareils d'appui en chantier ne doivent pas être métallisés sur toute leur longueur.

5.3.5 Coffrages

Les coffrages utilisés pour la fabrication des éléments préfabriqués ne sont pas traités pour l'instant dans le présent manuel, compte tenu de la présence d'une personne qualifiée dans l'usine, soit le représentant du surveillant mentionné à la partie 5.2 « Assurance de la qualité » de ce chapitre.

Précisons toutefois que les exigences pour l'enlèvement des coffrages sont différentes de celles du béton coulé en place. Dans le cas du béton préfabriqué, plutôt que de rattacher le décoffrage à un délai en nombre de jours, celui-ci sera permis sur la base de l'atteinte d'une résistance minimale. Ainsi, pour la plupart des éléments, l'enlèvement des coffrages pourra se faire lorsque le béton aura atteint 50 % de sa résistance spécifiée à 28 jours. La seule exception à ce critère sera en fait les poutres en béton précontraint, où le décoffrage s'effectuera au moment de l'application de la précontrainte qui, elle, s'effectue lorsque la résistance requise aux plans est atteinte par le béton.

Les éléments de béton préfabriqués doivent, pour la plupart, être munis de dispositifs de levage pour qu'il soit possible de les déplacer à l'usine et sur le chantier. Sauf dans le cas des poutres préfabriquées, qu'on manipule en recourant à des torons noyés partiellement dans le béton, les éléments de levage doivent être commercialisés à cette fin, ce qui évite de manipuler des éléments munis de systèmes de levage « improvisés », comme des barres d'armature pliées. La figure 5.3-1 ci-dessous illustre un dispositif de levage usuel.

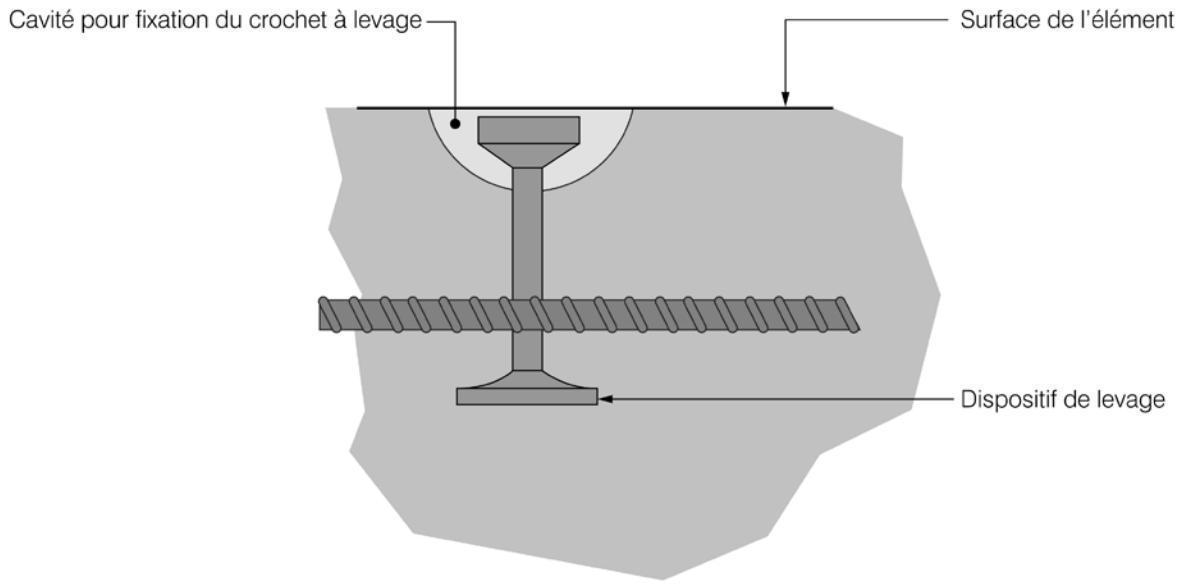


Figure 5.3-1 Dispositif de levage type

Le CCDG exige un recouvrement minimal de 10 mm sur ces éléments. Comme ils doivent être placés à une certaine distance de la surface du béton pour assurer un bon fonctionnement de l'appareil de levage, cette exigence représente un compromis. D'une part, la valeur minimale de recouvrement permet d'éliminer les dispositifs de levage de faible capacité et situés très près de la surface. D'autre part, deux exigences sont prévues pour compenser le faible recouvrement : l'utilisation systématique d'éléments galvanisés (même lorsque l'armature ne l'est pas) et l'exigence, au devis spécial, de 3 mortiers spécifiques pour le recouvrement en chantier. Ces 3 mortiers ont été choisis parce qu'ils comportent du latex, ce qui leur confère une adhérence et une imperméabilité supérieures. Précisons que le recouvrement au chantier doit être fait à l'étape de la correction des surfaces. Cette exigence est mentionnée à l'article 15.5.3.8.11 « Inspection, correction et nettoyage des surfaces ».

Le critère d'enlèvement des coffrages selon un critère de résistance plutôt qu'un délai est accepté en préfabrication compte tenu des impératifs de production rapide. Les usines doivent en effet être en mesure de libérer les coffrages et l'espace de fabrication plus rapidement pour procéder à la fabrication d'autres éléments.

5.3.6 Armature et torons

Les informations relatives aux armatures et aux torons, y compris les notions relatives aux torons défectueux, nécessaires à la fabrication des poutres, ne sont pas présentées pour l'instant dans le présent manuel, compte tenu de la présence d'une personne qualifiée dans l'usine, soit le représentant du surveillant mentionné à la partie 5.2 « Assurance de la qualité » de ce chapitre.

Mentionnons cependant que, tout comme pour les éléments coulés en place, un avis de conformité est exigé avant que les coffrages soient fermés et que le béton soit coulé dans les éléments précontraints et les dalles. L'avis est remis au représentant du surveillant en usine. Le formulaire F311.1, *Mise en place de l'armature – Avis de l'entrepreneur*, doit être utilisé pour les dalles, tandis que le formulaire F311.2, *Mise en place de l'armature – Béton précontraint préfabriqué – Avis de l'entrepreneur*, doit être utilisé pour les éléments en béton précontraint, comme les poutres. Ce formulaire est normalement annexé au devis et est également disponible sur le site Web du Ministère. L'ingénieur qui signe l'avis doit effectuer son inspection après la mise en place de l'armature et donc après la mise en tension de l'armature de précontrainte.

Cette exigence est importante, car la mise en tension de l'armature de précontrainte (faite avant le bétonnage dans ce cas) peut influer sur la position des armatures passives qui ont un enrobage de béton limité sur plusieurs faces.

Précisons aussi que, tout comme le béton précontraint en place, la mise en tension d'un toron est effectuée en visant une pression au manomètre qui est indiquée à la procédure de précontrainte et qui est vérifiée à l'aide de l'élongation. Les principales différences dans le cas de la préfabrication par rapport à la précontrainte en place sont que le tirage des torons s'effectue en général individuellement, de façon séquentielle, et que celui-ci est effectuée avant le bétonnage, sur un élément de support externe qu'on appelle usuellement *banc de précontrainte*. Les torons sont bloqués sur les éléments du banc de précontrainte par un système de clavettes semblable à celui du béton précontraint en place. Ces fixations par clavettes sont temporaires, car elles servent uniquement le temps que le béton de la poutre soit coulé et qu'il atteigne la résistance désirée pour l'application de la précontrainte.

Tout comme pour le béton précontraint en place, la mise en tension jugée comme conforme lorsque les mesures de pression au manomètre et d'allongement se situent à l'intérieur d'un écart de ±5 % par rapport aux valeurs indiquées dans la procédure de précontrainte. La pression au manomètre appliquée ne doit pas excéder l'écart de + 5 % indiqué dans la procédure de précontrainte. Si elle le dépasse, le surveillant doit arrêter la mise en tension et communiquer avec le concepteur pour la suite des opérations; le remplacement du toron pourrait même être envisagé. Le surveillant doit être vigilant lors de la mise en tension, car la tension prévue est proche de la limite d'élasticité du toron.

5.3.7 Ancrages

Les ancrages nécessaires à la fabrication des éléments préfabriqués doivent être indiqués sur les plans d'atelier de l'ouvrage. Si le fabricant désire ajouter des ancrages une fois les plans d'atelier visés par le concepteur, il doit alors réviser le plan d'atelier et ce dernier doit être retourné au concepteur pour être visé à nouveau.

La section correspondante du chapitre 4 contient plus de détails sur la réalisation des ancrages.

5.3.8 Béton

Tout comme pour le béton coulé en place, le CCDG exige que l'entrepreneur donne au surveillant un avis écrit d'au moins 24 heures avant le bétonnage de tout élément préfabriqué. Dans les faits, le représentant à l'usine recevra également cet avis en même temps que le surveillant. Cet avis doit préciser la date et l'heure approximative du début du bétonnage, le numéro de l'élément ou du lot d'éléments à bétonner, le nombre d'éléments et le mode de mise en place. L'avis de bétonnage est demandé pour que le représentant du surveillant s'assure d'être disponible avant la coulée et qu'il puisse ainsi procéder aux vérifications nécessaires avant le bétonnage, et au moment de la coulée. Il pourra également, le cas échéant, procéder à la vérification des éléments déjà réalisés.

Le CCDG demande également que, une fois l'heure exacte du bétonnage connue, dans un délai d'au moins 3 heures avant le bétonnage, un second avis soit donné au représentant à l'usine. Cet avis doit être accompagné, lorsque c'est requis, des avis de conformité relatifs à la mise en place des armatures. Ce second avis a pour but de permettre au représentant de procéder aux dernières vérifications avant d'autoriser le bétonnage. Si l'entrepreneur avise le surveillant dans un délai plus court, celui-ci doit alors évaluer si les vérifications peuvent être faites à temps; si cela n'est pas possible, le représentant ne doit pas autoriser le bétonnage.

Application de la précontrainte des poutres

L'application de la précontrainte nécessaire à la fabrication des poutres ne figure pas dans le présent manuel, compte tenu de la présence d'une personne qualifiée dans l'usine.

Précisons que l'application de la précontrainte, familièrement appelée *transfert de la précontrainte*, se fait un toron à la fois. Une fois la résistance à la compression exigée pour le béton atteinte, le transfert de la précontrainte consiste à couper les torons entre la poutre de béton et la fixation temporaire sur le banc de précontrainte. Le transfert des charges entre les torons et le béton s'effectue dans ce cas uniquement par friction, sans clavettes ni ancrages.

En général, les torons sont coupés au chalumeau, car cette façon de faire procure une application plus progressive de la charge de précontrainte. Le fabricant doit suivre une séquence qui est établie dans la procédure de précontrainte ou le plan de coupe des torons. La coupe doit notamment se faire de manière symétrique pour éviter les déformations indues dans la poutre. Le fabricant doit également relâcher les attaches des déviateurs selon les exigences du CCDG pour éviter de générer des efforts trop importants dans la poutre.

Cure des éléments

La cure des éléments préfabriqués en béton est différente sur bien des points de celle exigée pour les éléments coulés en place. La principale différence est la durée de la cure, qui peut être beaucoup plus courte que les 7 jours exigés pour les éléments coulés en place.

Dans le cas des poutres en béton précontraint préfabriquées, la cure se limite à la mise en place de feuilles imperméables sur le dessus des poutres, feuilles qui sont enlevées en même temps que les coffrages. Il est également possible pour le fabricant, dans certains cas, d'appliquer de la chaleur pendant la cure afin d'accélérer le gain de propriétés du béton. L'application de cet apport de chaleur est toutefois encadrée par la norme CSA A23.4, « Béton préfabriqué – Constituants et exécution des travaux ».

La cure réduite de ces éléments est possible, car les mélanges de béton utilisés sont très performants et l'application de la précontrainte améliore grandement les propriétés du béton à résister efficacement à la pénétration des chlorures.

Dans le cas des dalles en béton de type VIII ou IX, qui sont généralement employées pour des projets de construction accélérée (ABC), une cure humide doit obligatoirement être appliquée. Ce type de cure est exigé en raison de la forte exposition aux chlorures de ces éléments. La cure humide doit être maintenue pendant une période minimale de 7 jours et jusqu'à ce que le béton atteigne 70 % de la résistance à la compression à 28 jours. L'application d'un matériau de cure formant membrane ou une cure accélérée ne sont pas permises.

Pour les autres éléments préfabriqués, la durée de la cure varie selon l'option choisie par le fabricant parmi les trois autorisées au CCDG :

- Atteinte d'un minimum de 140 °C-jours (multiplication de la durée de la cure par la température du béton pendant la cure, par exemple 4 jours à une température de 35 °C);
- Atteinte de la résistance à la compression spécifiée à 28 jours;
- Durée de cure de 7 jours et une résistance à la compression d'au moins 70 % de f'_c.

Ces trois options de durée sont considérées comme équivalentes en ce qui concerne la durabilité de l'ouvrage. Quelle que soit la méthode de travail choisie par le fabricant, laquelle devrait être fixée lors de la réunion préalable à la fabrication, la cure n'est arrêtée qu'après confirmation que les valeurs visées sont bien obtenues, soit par le suivi de la température du béton, soit par le bris d'un cylindre témoin.

Le CCDG précise que toutes les surfaces de béton non coffrées ou décoffrées doivent être maintenues continuellement humides pour toute la période de cure, sauf à partir du moment où un matériau de cure formant membrane est appliqué. Le fabricant a donc une certaine latitude quant au choix de la méthode de cure, tout en respectant certains critères :

- Une fois le béton fini en surface, le fabricant doit rapidement recouvrir la surface d'une feuille imperméable de manière à empêcher l'évaporation de surface du béton. L'efficacité de la rétention d'humidité à la surface doit être validée par des capteurs hygrométriques. Ces toiles imperméables ne peuvent toutefois pas être maintenues plus de 24 heures.
- Une fois le béton suffisamment durci, le fabricant peut effectuer une cure humide avec :
  - des toiles absorbantes imbibées d'eau recouvertes de feuilles imperméables;
  - un arrosage continu de la surface;
  - la disposition de l'élément dans une chambre humide;
  - l'immersion de l'élément dans un bassin d'eau.
- Le fabricant peut aussi choisir d'effectuer la cure avec l'application d'un matériau de cure formant membrane sur toute la surface du béton exposé. Ce choix de la cure avec un matériau de cure formant membrane peut se faire après la finition du béton, après l'étape initiale de la feuille imperméable, s'il y a lieu, ou plus tard, par exemple immédiatement après le décoffrage des autres faces de l'élément.

La cure accélérée est également autorisée pour les éléments préfabriqués. Le cas échéant, elle doit être réalisée selon les exigences du CCDG, mais aussi selon celles de l'article 23.2.3 de la norme CSA A23.4 « Béton préfabriqué – Constituants et exécution des travaux ». Cet article inclut notamment les limites de température à respecter au début de la cure accélérée. Toutefois, les exigences de l'article 23.2.3.9 de cette norme ne s'appliquent pas. Mentionnons que le recours à une cure accélérée ne soustrait pas le fabricant de son obligation de respecter la durée de la cure selon l'une des trois durées présentées plus haut.

La cure peut être suspendue pendant une période maximale d'une heure pour permettre au fabricant d'exécuter les activités liées au décoffrage des éléments. Par extension, cela signifie qu'après le décoffrage, si la cure des surfaces n'est pas terminée, le fabricant dispose de la même période (en enlevant le temps qui aura été nécessaire au décoffrage) pour poursuivre la cure sur celles-ci.

Les autres exigences du CCDG liées à la température des coffrages et du béton ne sont pas abordées ici, car elles sont appliquées par le représentant du surveillant spécialement formé à cette fin et présent à l'usine. Mentionnons cependant que tout béton dépassant une température de 70 °C doit être rejeté, car sa durabilité peut être réduite à la suite de l'apparition éventuelle d'aiguilles microscopiques appelées *ettringite secondaire*. Ce type de défaut n'est pas immédiatement visible sur le béton après la cure, mais il peut faire gonfler le béton après plusieurs années, comme une dégradation qui s'apparente à celle observée lors de la réaction alcali-granulat.

La température du béton doit être maintenue au-dessus de 10 °C jusqu'à la fin de la cure. L'entrepreneur doit, au besoin, construire un abri de type 2 s'il n'est pas possible de garder les éléments à l'intérieur de l'usine. Cette dernière exigence est nécessaire, car le béton dont la température est passée sous 10 °C ne fera plus aucun gain de résistance ou de durabilité. Enfin, et pour les mêmes raisons, il ne faut pas que les éléments soient incorporés à l'ouvrage avant que le béton n'atteigne la résistance à la compression spécifiée à 28 jours, au risque d'entraîner l'endommagement prématuré, voire la ruine de l'ouvrage.

Le CCDG spécifie aussi qu'aucun élément, y compris les poutres, ne doit subir un écart de température de plus de 20 °C entre la température de sa surface et la température ambiante. Cette exigence s'applique non seulement pendant, mais aussi après la cure. Le moment le plus critique pour le respect de cette exigence est évidemment lorsque les pièces sortent de l'usine et que la température extérieure est fraîche. Une façon d'éviter ce problème, en plus d'attendre que la température extérieure se réchauffe, consiste à isoler l'élément sous un abri temporaire au moment de sa sortie d'usine. La température ambiante peut alors être considérée comme celle à l'intérieur de l'abri. Cette exigence concernant l'écart maximal des températures a pour but d'éviter les phénomènes de *choc thermique*. La section 4.3.8 « Bétonnage par temps froid » du manuel contient plus de détails sur ce phénomène.

Manutention, entreposage et transport des éléments

Les éléments préfabriqués peuvent être manutentionnés sur le site de l'usine une fois décoffrés, donc après que le béton a atteint 50 % de la résistance à la compression spécifiée à 28 jours. Cette résistance doit être validée par des cylindres témoins ou un système équivalent (*Sure Cure*), lorsqu'accepté.

En plus du critère précédent concernant l'écart de température entre la surface du béton et la température ambiante, le CCDG exige que la température d'un élément de béton soit graduellement abaissée. Le but de cette diminution graduelle est de permettre à la chaleur de toute la masse de se dissiper lentement par sa surface sans causer de problèmes. Si, à l'inverse, le refroidissement se fait brusquement, seule la chaleur de la surface du béton se dissipe, celle du cœur de l'élément n'ayant pas le temps de migrer vers la surface pour se dissiper à cause du faible gradient de conduction thermique du béton. Il en résulte que la baisse de température du béton ne s'effectue qu'en surface, celle de l'intérieur de l'élément demeurant pratiquement stable. Le béton à la surface se contracte sous l'effet du froid tandis que celui de l'intérieur de l'élément demeure volumétriquement stable, d'où des contraintes à la surface du béton. Ces contraintes, si elles deviennent trop importantes, favorisent l'apparition de fissures à la surface du béton.

Le surveillant doit également s'assurer que les éléments préfabriqués ne sont pas transportés de l'usine vers le chantier avant la fin de la période de cure. Comme pour la majorité de ces éléments, les fabricants utilisent le critère de la résistance à 28 jours du béton, ce qui signifie que cette résistance doit être atteinte avant l'expédition au chantier et que tout élément transporté avant la fin de la période de cure doit être refusé. De même, les poutres en béton précontraint doivent également avoir atteint leur résistance à 28 jours avant le transport au chantier.

Le surveillant reçoit une procédure de transport de l'entrepreneur. Cette procédure doit indiquer la position de transport des éléments, le mode de fixation et de transport des éléments ainsi que le nombre d'éléments par unité de transport. Idéalement, le représentant en usine doit vérifier que la procédure a été suivie avant que les éléments ne quittent l'usine.

Cependant, pour certains projets, il se peut que le délai entre la fabrication et la livraison des éléments soit long et que le mandat du représentant en usine soit alors terminé et qu'il ne puisse donc pas effectuer cette tâche. Dans cette situation, le surveillant peut demander au fabricant, en remplacement, un rapport de vérification avec photos.

Le surveillant doit inspecter les éléments dès leur arrivée au chantier afin de déceler toute anomalie ou tout défaut ayant pu être occasionnés par le transport. Si des défauts sont constatés ou si des réparations d'envergure sont visibles, il doit communiquer avec son représentant en usine afin de vérifier si les défauts étaient présents avant l'expédition ou si les réparations ont été autorisées.

Poutres en béton précontraint

Pour les poutres en béton précontraint, dès que le transfert de la précontrainte est terminé, on peut déplacer la poutre de manière à libérer les coffrages et procéder à la fabrication d'une nouvelle poutre. Les poutres sont sujettes, dès lors et jusqu'à leur mise en place définitive dans l'ouvrage, à de nombreuses manutentions, d'autant plus délicates que ce sont des éléments lourds au gabarit imposant.

Bien que les fabricants procèdent à la manutention comme ils le souhaitent, ils doivent prendre toutes les précautions pour garantir la stabilité des poutres contre le déversement ou le basculement et pour limiter les effets dynamiques susceptibles de les affecter. Il faut donc les soulever verticalement par les crochets de levage installés à leurs extrémités de manière à éviter la torsion des poutres ainsi que l'éclatement ou la fissuration du béton.

Lors de l'entreposage, à l'usine ou au chantier, il faut maintenir en tout temps les poutres en position verticale sur deux supports rigides parfaitement au niveau pour éviter les tassements différentiels et le déversement des poutres. Il est important d'éviter un contact béton/béton, qui peut entraîner l'éclatement des arêtes des poutres, en prévoyant un support de bois. Étant donné que la fibre inférieure des poutres est très comprimée, l'emplacement des appuis provisoires doit être aussi proche que possible des appuis permanents. Autant que possible, ce devrait être sur la surface d'appui de la poutre ou, tout au plus, à une distance n'excédant pas sa hauteur, ce qui diminue au minimum le gain de cambrure et, surtout, évite des contraintes excessives dans la partie supérieure des poutres, qui pourraient entraîner l'apparition de fissures. Il est important de répéter que ces fissures sont à éviter pour que l'intégrité de l'ouvrage soit préservée.

La durée de l'entreposage doit être la plus courte possible pour que le problème de gain de cambrure ne soit pas accentué, lequel est accéléré par l'absence de poids important sur les poutres lors de l'entreposage. Tant que le poids de la dalle n'est pas appliqué sur les poutres, l'ampleur de la précontrainte à l'intérieur de celles-ci fait que les contraintes sont mal réparties et que la base de la poutre (semelle inférieure) est surcomprimée. Cette contrainte additionnelle accélère la déformation permanente du béton (fluage), ce qui augmente la cambrure.

Afin de mieux déterminer la cambrure réelle des poutres à leur arrivée au chantier, le CCDG demande au fabricant des poutres d'effectuer un suivi des déformations au moyen d'un relevé d'arpentage dans les jours qui suivent la fabrication. Un premier relevé est demandé à l'intérieur d'un délai de 12 heures suivant le transfert de la précontrainte et un second est fait 14 jours après celui-ci. Les résultats obtenus permettront ainsi au surveillant, et éventuellement au concepteur, de mieux anticiper la déflexion réelle des poutres et d'ajuster au besoin les blocs d'assise des unités de fondation.

En effet, le gain de cambrure est toujours nuisible à la construction de la dalle et, surtout, à celle de la route attenante, puisque cette dernière doit être relevée d'une valeur équivalant à l'excès de cambrure. La mise à niveau de la route est parfois très coûteuse si son profil est plat ou s'il s'agit d'une autoroute. Le devis spécial peut prévoir dans ces cas un ajustement vers le bas du niveau des blocs d'assise, qui se fait alors généralement sans modifier le niveau des armatures (l'ajustement se fait au niveau de l'enrobage supérieur du béton). Si un tel ajustement est jugé nécessaire à la lumière des résultats des relevés de cambrure, celui-ci doit toujours se faire avec l'accord du concepteur.

Le CCDG prévoit des exigences strictes concernant le chargement des poutres afin d'éviter que les cambrures des poutres ne continuent à progresser et deviennent problématiques pour le profil de la route à construire. Le surveillant doit appliquer le délai maximal autorisé de 60 jours sans chargement, selon le principe d'un chronomètre qui est démarré à la suite de la fabrication de la poutre, arrêté à l'application du chargement, redémarré lorsqu'il est enlevé et arrêté définitivement lors du bétonnage de la dalle. Lorsqu'un chargement est effectué, il l'est généralement au moyen de blocs de béton répartis sur la poutre de manière à reproduire la charge de la dalle.

Le surveillant ne doit pas hésiter à exiger le chargement des poutres le plus rapidement possible compte tenu des conséquences structurales, d'autant plus qu'un poste est prévu à cet effet sur le bordereau. À noter qu'il n'est pas tenu d'attendre le délai de 60 jours pour appliquer le préchargement s'il est déjà établi avec le calendrier de l'entrepreneur que ce délai sera dépassé avant la coulée de la dalle. Il faut toutefois attendre un minimum de 14 jours suivant la fabrication avant d'appliquer le chargement pour ne pas endommager les poutres et créer des effets nuisibles.

Le transport des poutres ne doit être autorisé que lorsqu'il est possible de les déposer sur leurs appuis permanents dès leur arrivée au chantier. Il faut donc éviter d'autoriser le transport des poutres au chantier alors que l'entrepreneur n'est pas prêt à court terme à les mettre en place et à procéder sans délai au coffrage et au bétonnage de la dalle.

Ce point est important, car les poutres ne sont pas souvent chargées au chantier. Cela peut être difficile à faire étant donné que les blocs de béton normalement utilisés pour le chargement sont à l'usine de préfabrication. De plus, il faut prévoir dans ces cas une aire d'entreposage au chantier et une double manipulation des poutres afin de les décharger dans l'aire d'entreposage pour éventuellement les transporter à nouveau dans leur position finale. À noter que le CCDG ne permet pas le chargement des poutres à leur emplacement final, car il est à ce moment dangereux de procéder à leur chargement, surtout si elles sont au-dessus d'une route ou d'une voie ferrée. Plus de détails à cet effet sont présentés à la section « Transport et mise en place des poutres » du chapitre 7 du manuel.

Quarante-huit heures avant leur livraison au chantier, un dernier relevé de la cambrure des poutres en béton précontraint doit être effectué à tous les dixièmes de portée dans les heures précédant la livraison au chantier. Le but de ce relevé est d'anticiper le calcul et l'ajustement des goussets qui devront être faits pour la coulée de la dalle. L'ajustement des goussets de la dalle est abordé dans le chapitre 4 du manuel.

Tolérances dimensionnelles pour les poutres en béton précontraint

Les poutres préfabriquées doivent respecter les tolérances de fabrication stipulées dans le CCDG concernant la longueur totale, la déviation latérale et la pente des surfaces d'appui. La résistance, la stabilité et l'apparence de l'ouvrage peuvent être compromises si les poutres ne respectent pas les tolérances prescrites.

Il faut mesurer la longueur des poutres au niveau de la semelle inférieure afin de veiller à ce qu'il y ait une longueur adéquate vis-à-vis des appareils d'appui. La longueur des poutres est mesurée peu de temps après l'application de la précontrainte, selon la corde formée par les extrémités inférieures de la poutre et la cambrure de celle-ci.. La mesure de la déviation latérale s'effectue au moyen d'une corde tendue entre les extrémités de la poutre.

Le surveillant doit, s'il y a lieu, faire valider par le concepteur la procédure de correction proposée par le fabricant pour rectifier la déviation latérale. Lorsque la déviation excède 0,1 % de la longueur de la poutre, le fabricant doit aussi fournir au surveillant une procédure détaillée et une note de calcul. Ces documents doivent être transmis au concepteur pour analyse.

Inspection, correction et nettoyage des surfaces

L'inspection des poutres précontraintes comprend systématiquement une vérification de l'enrobage de béton au-dessus des armatures, qui est mesuré au moyen d'un pachomètre après l'application de la précontrainte. Ces mesures sont prises en continu selon les lignes longitudinales figurant sur le formulaire F309.2 NEBT. Cette valeur de recouvrement a souvent été par le passé problématique, car les étriers ont tendance à se déplacer légèrement lors de la mise en tension des torons, qui s'effectue avant la coulée du béton. Comme les semelles inférieures des poutres sont des éléments critiques quant à leur durabilité, le représentant du surveillant effectue systématiquement la vérification au pachomètre et note les valeurs minimales mesurées au formulaire F309.2 NEBT.

Les non-conformités à ce sujet sont rares lorsque les exigences du CCDG sont respectées, mais il peut arriver qu'une poutre comporte un nombre élevé de non-conformités. La pratique actuelle veut que la poutre soit jugée comme défectueuse selon la section 7.10 « Travaux défectueux » du CCDG lorsque les défauts excèdent les tolérances permises à la norme CSA A23.4 pour le recouvrement (8 mm en général). Le concepteur et le chargé d'activité du Ministère doivent alors être consultés afin de déterminer les méthodes correctrices à appliquer ou de décider si la poutre doit être rejetée. Il est important de procéder rapidement au relevé de l'épaisseur de l'enrobage afin d'apporter le plus vite possible les correctifs nécessaires lors de la fabrication des poutres subséquentes. Le surveillant doit également consulter le concepteur s'il observe des défauts mineurs mais récurrents sur plusieurs poutres d'un même contrat ou des défauts importants sur une seule poutre.

Concernant le reste des éléments de béton préfabriqués, l'inspection, la correction et le nettoyage des surfaces s'effectuent de la même manière que pour les éléments de béton coulé en place, à la différence que ces étapes sont réalisées à l'usine avant le transport au chantier. Pour les mêmes raisons que celles évoquées plus haut pour les poutres, il est également important d'effectuer l'inspection de l'élément afin d'éviter la répétition d'une non-conformité sur les éléments fabriqués subséquemment.

La réparation d'un élément défectueux ou endommagé doit être effectuée avec des matériaux et selon une mise en œuvre qui permettront à l'élément de retrouver la qualité exigée dans les documents contractuels, et ce, autant en matière de résistance et de durabilité que d'esthétique. Contractuellement, les éléments défectueux sont généralement traités à la section 7.10 « Travaux défectueux » du CCDG, mais, dans le cas des éléments de béton préfabriqués, il faut aussi tenir compte des prescriptions de la norme CSA A23.4. La norme et le CCDG présentent des prescriptions complémentaires et non contradictoires.

Dans la norme CSA A23.4, les réparations sont définies en deux catégories selon la gravité du défaut : les réparations esthétiques, pour les dommages mineurs, et les réparations structurales, pour les défauts majeurs. Mentionnons que, malgré ce que leur nom laisse sous-entendre, les réparations esthétiques sont tout aussi importantes que les réparations structurales pour la durabilité des éléments et ne sont donc pas moins essentielles.

Les dommages mineurs ne sont pas spécifiquement définis dans la norme CSA A23.4, mais les défauts majeurs le sont. Les dommages mineurs peuvent également être assimilés aux défauts décrits à l'article 15.4.3.5.11 « Inspection, correction et nettoyage des surfaces » du CCDG. Il s'agit des aspérités, des cratères et des nids de cailloux mineurs, c'est-à-dire les défauts de surface ayant de 6 à 12 mm de profondeur. La procédure de réparation est décrite à la partie 4.3.5.10 « Inspection, correction et nettoyage des surfaces » du chapitre 4 « Ouvrages en béton » du présent manuel.

Les réparations structurales sont, par exemple, les cratères et les nids de cailloux dont la profondeur est de plus de 12 mm, la fissuration (selon certains critères définis dans la norme CSA A23.4) et l'éclatement du béton à la suite, notamment, du décoffrage ou d'une manutention inadéquate. Comme ces défauts surpassent l'ampleur de ceux décrits à l'article 15.4.3.5.11 du CCDG, ils doivent être traités au cas par cas, selon les prescriptions de la section 7.10 du CCDG. Les défauts majeurs définis dans la norme CSA A23.4 doivent être corrigés par une réparation structurale en raison de leurs répercussions importantes sur la résistance et la durabilité. Le surveillant doit faire approuver par le concepteur la méthode de réparation proposée par le fabricant pour ces défauts. Dans certains cas, l'élément peut être rejeté si les défauts de fabrication sont jugés trop importants.

Peu importe le type de défauts et le type de réparations effectuées, le représentant du surveillant en usine doit documenter le ou les défauts ainsi que les réparations effectuées. Il doit être présent à l'usine lorsque la réparation est réalisée afin de valider le respect de la méthode de réparation soumise au préalable. La surface réparée doit être préparée adéquatement. Une réparation faite avec un matériau cimentaire comme un mortier, par exemple, doit recevoir une cure appropriée afin d'assurer sa durabilité.

Le CCDG exige d'araser les torons au ras de la surface des extrémités des poutres en béton précontraint et d'appliquer une membrane de type système liquide polymérique sur l'ensemble de la surface d'extrémité, y compris les extrémités des torons. Lorsque l'extrémité de la poutre demeure exposée une fois installée sur le pont, c'est l'ensemble de la surface d'extrémité qui doit être recouverte de membrane, y compris un débordement de 100 mm sur les côtés de la poutre. Ce débordement permet d'éviter la dégradation de la membrane à partir des bords. Lorsque les extrémités des poutres seront recouvertes par un diaphragme à l'appui, comme c'est généralement le cas au-dessus des piles, seule la zone des torons doit être recouverte de membrane. Le reste du bout de la poutre doit rester sans protection puisque cette surface sera recouverte par le béton du diaphragme.

Le nettoyage préalable est toujours exigé avant l'application de la membrane. Il peut être fait au moyen d'un jet d'abrasif ou d'un jet d'eau à haute pression. Cette membrane est appliquée en trois couches et les noms des produits commerciaux acceptés pour celle-ci sont mentionnés au devis spécial. Une fois les poutres à l'extérieur, l'application de la membrane ne devrait pas tarder afin de prévenir la corrosion des torons.

Défauts sur les poutres en béton précontraint

Le surveillant, ou son représentant en usine, doit analyser les documents relatifs à l'assurance qualité des matériaux utilisés, inspecter les poutres et faire corriger les défauts relevés avant la livraison au chantier. Les principaux défauts que l'on peut observer sont :

- la fissuration;
- l'enrobage de béton insuffisant au-dessus des armatures;
- la longueur inadéquate des poutres;
- les aspérités, les cratères et les nids de cailloux;
- l'éclatement;
- le cachetage inadéquat des bouts des poutres ou des trous laissés par l'enlèvement de la tige de retenue des déviateurs;

La fissuration des poutres de façon générale est un phénomène rare qui peut être causé par le retrait du béton ou une application mal contrôlée de la précontrainte. Il faut cependant noter qu'une certaine fissuration horizontale ou inclinée apparaît plus régulièrement, lors de l'application de la précontrainte, dans l'âme aux extrémités des poutres en raison de la différence élevée de la précontrainte entre le haut et le bas de la poutre. Cette fissuration est considérée comme normale si elle est limitée à l'empreinte du diaphragme et que son ouverture est relativement petite (0,25 mm).

L'incidence d'une fissuration limitée à l'empreinte du diaphragme est relativement faible, sauf pour la poutre de rive, car la majeure partie de la fissuration sera éventuellement recouverte de béton, et seule la fissuration à l'extrémité de l'âme sur le bout de la poutre demeurera exposée. Une fissuration sur la face extérieure des poutres de rive, ou qui dépasse les critères précédents, peut toutefois être plus dommageable pour la durabilité de la poutre. Ce type de fissuration doit alors être traité au cas par cas selon l'exposition de la poutre (présence d'une route sous le pont) et la gravité de la fissuration.

La norme CSA A23.4 admet en quelque sorte cette fissuration horizontale de l'âme de la poutre aux extrémités. L'article 28.2.6.5 mentionne ceci : « Dans le cas des armatures drapées, la séquence de détente des forces de retenue et d'ancrage doit être établie de manière à réduire le risque de fissuration de l'élément. » Même s'il s'agit bien de réduction de la fissuration, et non d'élimination, les notes de l'article indiquent que la fissuration des éléments en béton demeure indésirable et doit être évitée.

Précisons que le surveillant doit être consulté pour la réparation de la fissuration des extrémités des poutres, car ces fissures, lorsqu'elles sont présentes, sont généralement de chaque côté de l'âme. Leur réparation constitue une réparation structurale selon la norme CSA A23.4.

CHAPITRE 6

BÉTON PROJETÉ

TABLE DES MATIÈRES

INTRODUCTION 6-1

6.1 MATÉRIAUX 6-2

6.2 ASSURANCE DE LA QUALITÉ 6-2

6.3 MISE EN ŒUVRE 6-5

6.3.1 Préparation des surfaces à recouvrir 6-6

6.3.2 Treillis 6-6

6.3.3 Conditions météorologiques 6-7

6.3.4 Autorisation de mise en place du béton 6-8

6.3.5 Application du béton projeté 6-9

6.3.6 Finition du béton 6-13

6.3.7 Cure 6-14

6.3.8 Inspection 6-16

PHOTOGRAPHIES 6-17

FIGURES

Figure 6.3-1 Techniques de projection 6-10
Figure 6.3-2 Formation d'un vide sous une barre d'armature 6-11

INTRODUCTION

Le béton projeté présente les mêmes caractéristiques fondamentales que n'importe quel béton. Il consiste en un mélange cimentaire projeté à haute vitesse sur une surface de manière à fournir une compaction adéquate du matériau. Il existe deux types de béton projeté : par procédé à sec et par procédé humide.

Mentionnons que la section 15.6 « Béton projeté » du *Cahier des charges et devis généraux – Infrastructures routières – Construction et réparation* (CCDG) est autonome : elle n'est pas liée aux autres sections du chapitre 15 « Ouvrages d'art », dont la section 15.4 « Ouvrages en béton ».

On utilise habituellement le béton projeté pour réparer des éléments de pont faits d'un béton de bonne qualité et présentant des dommages de faible profondeur. Puisqu'aucun coffrage n'est nécessaire, le béton projeté est particulièrement utile pour la réparation de surfaces au plafond, comme le dessous d'un chevêtre ou d'une dalle épaisse.

Le béton projeté par procédé humide est généralement utilisé lorsque les surfaces verticales à réparer sont très grandes parce que sa vitesse de mise en place est beaucoup plus rapide que celle du béton par procédé à sec.

Le béton projeté par procédé à sec consiste à utiliser un mélange sec de liant, d'adjuvants, de fibres de polypropylène et de granulats. Ce mélange est apporté au site de projection au moyen d'un conduit sous l'impulsion d'un jet d'air. L'eau et un surplus d'air sont ensuite ajoutés au mélange lorsque ce dernier sort de la lance de projection. Dans le cas du béton projeté par procédé humide, l'eau est ajoutée au mélange avant que celui-ci ne soit apporté au site de projection au moyen d'une pompe à béton. Le rôle des fibres est d'améliorer la consistance du mélange pour qu'il se supporte plus facilement jusqu'à sa prise et de diminuer la fissuration due au retrait plastique en bas âge; les fibres n'ont aucune utilité une fois le béton durci.

Par sa nature même, la qualité du béton projeté dépend beaucoup de celle de la main-d'œuvre qui effectue les travaux, notamment de l'opérateur de la lance de projection, dont le travail est extrêmement exigeant physiquement, surtout pour le procédé humide. Les travaux réalisés au plafond sont également difficiles à effectuer, compte tenu des nombreux rebonds dirigés directement sur le travailleur. De plus, comme ces travaux se font rapidement, le surveillant doit être vigilant, car il est difficile par la suite de vérifier la conformité du béton mis en place.

Les surfaces recouvertes de béton projeté sont généralement imperméabilisées au moyen d'un polymère de silicone de type silane, dont la teneur en matières solides est égale ou supérieure à 40 % de la masse, car le béton projeté est plus poreux qu'un béton conventionnel. Ces travaux sont réalisés selon les exigences du chapitre 4 « Ouvrages en béton » du présent manuel.

Une section « Photographies » est incluse à la fin du présent chapitre pour illustrer certaines notions ou certains éléments présentés ci-après.

Jet d'air ou jet d'abrasif

Puisqu'un jet d'air ou un jet d'abrasif humide sont utilisés à maintes reprises pour traiter les surfaces, il est important de rappeler de ne pas souiller les surfaces pour préserver la qualité du lien entre deux matériaux. Nous ne reviendrons pas sur cette exigence dans le reste du chapitre afin d'éviter d'alourdir inutilement le texte.

L'entrepreneur doit démontrer que le filtre installé sur le matériel utilisé est efficace pour capter l'huile en vue de ne pas souiller les surfaces traitées. Cette démonstration se fait au moyen d'un tissu blanc sur lequel le jet est dirigé : toute trace d'huile détectée sur le tissu indique que le filtre est inefficace.

6.1 MATÉRIAUX

Il faut que les mélanges ensachés en usine soient secs au moment de leur utilisation pour éviter un béton de mauvaise qualité et le blocage des conduits. Les sacs doivent donc être protégés de l'humidité pendant le transport et l'entreposage au chantier, et ceux contenant des mottes ou des matériaux hydratés doivent être rejetés. Dans le cas du béton projeté par procédé humide, tout le béton malaxé doit être projeté moins de 120 minutes après l'ajout initial d'eau de gâchage. Cette exigence est semblable à celle qui concerne le béton conventionnel et doit être respectée de la même manière.

6.2 ASSURANCE DE LA QUALITÉ

L'assurance de la qualité relative aux équipements de production, aux matériaux et à l'expertise des opérateurs de la lance de projection doit être faite, notamment, selon les prescriptions du *Guide de surveillance – Chantiers d'infrastructures de transport*.

Mentionnons que la Direction des normes et des documents d'ingénierie du Ministère publie le *Guide d'assurance de la qualité – Béton*, qui couvre le béton projeté. Il est de la responsabilité du surveillant de faire appliquer les exigences de ce guide.

Les opérateurs de la lance de projection doivent être titulaires d'un certificat de lancier pour le béton projeté, délivré par l'American Concrete Institute (ACI)[1]. Le surveillant peut vérifier sur le site de l'organisation si un opérateur est certifié.

Le certificat doit porter sur le procédé (sec ou humide) ainsi que sur les positions de projection (vertical ou plafond), et il doit être en vigueur au moment des travaux. Le lancier doit présenter son certificat au surveillant avant toute application de béton projeté pour que ce dernier s'assure de sa conformité; idéalement, l'entrepreneur doit présenter l'ensemble des certificats des lanciers impliqués dans les futurs travaux au cours d'une réunion de chantier préalable.

[1] www.concrete.org

Fiches descriptives des mélanges

L'entrepreneur doit remettre au surveillant les fiches descriptives des mélanges qu'il propose d'utiliser au moins 7 jours avant de commencer les travaux de projection. Le surveillant transmet ces documents pour analyse au laboratoire chargé du contrôle de réception du béton, qui a le mandat de s'assurer que les documents respectent les exigences du Ministère.

Bien que le devis spécial autorise souvent l'entrepreneur à choisir le type de béton projeté à utiliser (à sec ou humide), le devis spécial peut exiger l'un ou l'autre de ces bétons. Par exemple, le béton projeté par procédé à sec est normalement requis lors de la réparation de surfaces au plafond, notamment celles du dessous d'un chevêtre ou d'une dalle épaisse. Le surveillant doit alors veiller à ce que chaque fiche descriptive présentée par l'entrepreneur corresponde bien au béton projeté demandé dans le devis spécial.

Le surveillant doit aussi vérifier que l'accélérateur de prise qui peut être indiqué sur la fiche descriptive du béton projeté par procédé à sec est l'un des deux autorisés dans le devis spécial. Un accélérateur de prise permet d'utiliser ce type de béton au plafond. De plus, l'utilisation d'un accélérateur de prise pour le béton projeté par procédé humide est interdite, car il n'est pas possible de le distribuer uniformément dans le mélange, ce qui peut créer une perte de durabilité. Il en est de même lorsqu'une bétonnière mobile est employée pour la fabrication de béton projeté par procédé à sec.

Dans le cas des mélanges ensachés, qui servent la plupart du temps lors de travaux réalisés au moyen de béton par procédé à sec, il faut aussi s'assurer que le produit proposé est conforme à la norme 3101 « Bétons de masse volumique normale » du *Tome VII – Matériaux* de la collection Normes – Ouvrages routiers du Ministère. La liste des mélanges ensachés qui correspondent à cette norme figure dans la *Liste des matériaux relatifs au béton éprouvés par le Laboratoire des chaussées*, laquelle est disponible sur le site Web du Ministère[2].

Le Ministère a sélectionné trois fournisseurs pour les mélanges de béton projeté par procédé à sec : Ambex Technologies, Les Produits Daubois et Matériaux King. Les sacs devant contenir tous les constituants, il est interdit d'y ajouter quoi que ce soit lors des travaux. Cette exigence est importante, car il peut être difficile, par exemple, de doser correctement l'agent entraîneur d'air.

Le délai minimal de 7 jours entre la réception des documents et le bétonnage laisse suffisamment de temps aux intervenants pour les analyser. Bien que le surveillant n'accepte pas officiellement les fiches, il lui est conseillé d'informer le plus tôt possible l'entrepreneur de leur conformité ou non.

Si un mélange ensaché est utilisé, le surveillant doit vérifier que le mélange de béton utilisé au chantier correspond à la fiche descriptive qui lui a été remise. Les trois fournisseurs apposent des étiquettes sur tous leurs produits, qui sont particulières pour ceux acceptés par le Ministère. Le surveillant doit vérifier les étiquettes des sacs livrés au chantier afin de déceler une possible erreur de livraison.

[2] www.transports.gouv.qc.ca

Confection des éprouvettes pour la résistance à la compression

Avec le béton projeté par procédé à sec, il est difficile, voire impossible, de confectionner des cylindres afin d'effectuer des essais de résistance à la compression, étant donné le mode de mise en place du béton au moyen de la lance. Pour pallier cette difficulté, on réalise plutôt les essais de résistance à la compression sur des carottes prélevées dans un moule standardisé dans lequel le béton a été projeté en chantier.

En raison de la technique de mise en place, l'utilisation du moule et des carottes est nécessaire autant pour le béton projeté par procédé à sec que pour le béton projeté par procédé humide, et ce, même si, dans ce dernier cas, le béton plastique arrive au chantier par camion malaxeur et pourrait être utilisé pour fournir des cylindres.

La raison de cette exigence, dans le cas du béton projeté humide, tient à la teneur en air du mélange, qui est surdosé avant la projection de manière à donner un résultat acceptable après la projection, une quantité importante de bulles d'air étant détruites lors du procédé de projection.

Afin d'obtenir un résultat représentatif de la résistance du mélange projeté, donc après la perte d'air, il convient d'utiliser les carottes de béton projeté provenant du moule plutôt que de confectionner des cylindres à partir d'un mélange surdosé en air, ce qui conduirait à une sous-estimation de la résistance à la compression.

Une fois les moules remplis de béton projeté, il faut les recouvrir d'une toile absorbante imbibée d'eau et d'une pellicule de polyéthylène afin d'effectuer la cure.

Particularités du procédé à sec, vérification de la consistance

Le procédé à sec se distingue du procédé humide par l'ajout d'eau au mélange de béton près de la sortie de la lance de projection. Cet ajout est réalisé par l'opérateur de lance (lancier). L'opérateur doit ajuster le débit d'eau de la lance de projection afin d'obtenir la consistance désirée. La quantité d'eau à ajouter dans le mélange de béton étant inconnue, l'opérateur doit être vigilant.

Une augmentation du débit d'eau procure un mélange de consistance plus faible qui se met plus facilement en place et facilite l'enrobage des armatures tout en diminuant la quantité de rebonds. Cependant, étant donné l'augmentation de la quantité d'eau ajoutée au mélange, le rapport eau/liant est plus élevé, ce qui diminue la qualité du béton, dont sa résistance.

À l'inverse, une diminution trop importante du débit d'eau donne une apparence sablonneuse au mélange, avec lequel il est alors difficile d'enrober correctement les armatures; de plus, la quantité de rebonds peut être considérable, et la finition de la surface, plus ardue à effectuer. Le défi consiste donc à atteindre une consistance facilitant à la fois la mise en place et un bon enrobage des armatures, tout en obtenant une qualité satisfaisante du béton : la compétence de l'opérateur de la lance de projection est essentielle afin de bien balancer ces deux critères.

Le rôle du surveillant est aussi très important. Il doit en effet veiller à ce que le béton mis en place sur le pont ait la même consistance que celui des échantillons de béton prélevés sur le chantier. C'est le seul moyen de s'assurer de la qualité du béton mis en place. Les échantillons, réalisés dans des conditions rigoureusement identiques à celles des travaux, sont produits par la projection du béton dans des moules en bois. Ils sont effectués lors du contrôle de réception du béton.

Pour mesurer la consistance du béton projeté, il est possible d'utiliser un pénétromètre de poche, appareil normalement utilisé pour des essais rapides sur des sols cohérents. Cet outil doit être adapté aux essais sur le béton projeté frais par l'ajout d'un embout spécifiquement fabriqué à cette fin. Le pénétromètre est vendu par les distributeurs d'équipements de laboratoire, alors que l'embout est fourni par la Direction générale du laboratoire des chaussées du Ministère, par l'entremise de la direction générale territoriale concernée.

On mesure la consistance du béton projeté en enfonçant l'embout du pénétromètre à une profondeur de 25 mm à une vitesse constante (en quelques secondes). La résistance à l'enfoncement du béton en détermine la valeur : plus le béton est raide, plus la consistance est élevée.

Pour confectionner des échantillons, il faut disposer le moule près de la zone de travail et indiquer à l'opérateur de la lance de projection que le moment est venu de les réaliser. Les échantillons doivent être réalisés lorsque le surveillant considère que la consistance du béton est suffisamment ajustée et stable pour les travaux de réparation. Il faut éviter de préparer les échantillons avant le début des travaux, mais plutôt attendre la réalisation de quelques mesures de consistance sur l'ouvrage une fois que celle-ci a été ajustée par l'opérateur de la lance.

Le surveillant doit demeurer vigilant lors de la réalisation des échantillons. Il doit veiller à ce que l'opérateur ne réduise pas l'apport en eau, ce qui aurait comme conséquence une surestimation de la résistance à la compression et de la qualité du béton projeté en place.

Lors de la préparation des échantillons, leur consistance doit être semblable à celle mesurée sur l'ouvrage. Si ce n'est pas le cas, il faut recommencer l'échantillon. Une fois celui-ci réalisé, la consistance doit également demeurer stable. Celle mesurée dans l'échantillon sert de valeur de référence pour la poursuite des travaux. Le surveillant doit donc, tout au long des travaux de projection, contrôler périodiquement la consistance du béton au moyen du pénétromètre en s'assurant que la consistance du béton mis en place correspond au moins à celle mesurée lors de la confection des échantillons.

Après avoir pris au moins 5 lectures par contrôle et calculé leur moyenne, le surveillant doit vérifier l'écart entre la consistance du béton en place et celle des échantillons. Un écart maximal d'environ 0,5 MPa peut être toléré selon les règles de l'art, mais le surveillant doit exiger des ajustements à l'entrepreneur si l'écart devient plus important. Si le béton manque de consistance, il doit immédiatement aviser l'opérateur de la lance de projection. Si la situation se répète trop souvent, le surveillant doit arrêter les travaux. Ceux-ci peuvent reprendre quand l'entrepreneur a apporté les correctifs requis à sa méthode de travail. Comme pour tout contrôle, ce dernier doit être resserré en cas de non-conformité.

6.3 MISE EN ŒUVRE

Lorsque l'entrepreneur désire fixer des éléments temporaires à la surface du béton, comme ce peut être le cas pour des équipements nécessaires à la cure, il doit respecter les conditions énumérées à l'article 15.4.3 du CCDG et obtenir la permission du surveillant. Ces exigences s'appliquent aux travaux de béton projeté en vertu de la section 15.16 « Dispositions diverses » du CCDG.

6.3.1 Préparation des surfaces à recouvrir

La préparation de la surface à recouvrir consiste à obtenir des surfaces de contact propres et saines pour assurer un bon lien entre deux bétons, ou entre les armatures et le béton. Ces travaux s'effectuent généralement à la suite de la démolition d'une surface de béton.

Le surveillant doit se référer à la partie 4.3.5.1 « Préparation des surfaces à conserver » du chapitre 4 « Ouvrages en béton » du présent manuel pour plus d'information. En effet, la préparation des surfaces à traiter concernant le béton projeté est identique à celle des surfaces à conserver d'un ouvrage en béton.

Dans le cas d'un joint de construction, et avant de procéder à la reprise du bétonnage, il faut préparer les surfaces entrant en contact avec le nouveau béton, notamment le béton durci et les armatures, comme le demande le CCDG. Cette préparation est faite au moyen d'un jet d'eau sous pression (15 MPa ou 2 250 lb/po^2) pour que la galvanisation du treillis métallique ne soit pas endommagée.

6.3.2 Treillis

Le treillis métallique est principalement utilisé pour faciliter la mise en place du béton projeté en agissant comme support jusqu'à ce que le béton fasse sa prise. Il permet également de limiter la fissuration du béton de réparation causée par le retrait de séchage et les variations volumétriques dues à la température; il n'a aucune fonction structurale.

Le surveillant doit s'assurer que la position du treillis respecte le dégagement de 25 mm exigé à l'arrière par rapport à la surface à recouvrir pour favoriser un bon enrobage de béton autour du treillis. De même, le treillis doit être placé de façon à ce que l'enrobage minimal de béton atteigne 30 mm au-dessus, comme le spécifie le CCDG. Les plans peuvent toutefois exiger un enrobage plus important, qui doit alors être respecté selon l'ordre de priorité des documents. Le chevauchement du treillis exigé au CCDG devrait se faire de façon à ce que les obstacles à la mise en place du béton diminuent le plus possible. Il est conseillé de s'assurer que les fils de deux sections de treillis sont l'un au-dessus de l'autre.

Bien qu'il n'y ait pas de coffrages, le surveillant doit s'assurer, au moyen de cordes par exemple, que la valeur de l'enrobage de béton au-dessus du treillis est respectée. Il peut aussi se servir des guides mis en place par l'entrepreneur avant la projection du béton; ces guides sont utilisés pour la finition des surfaces. En effet, souvent constitués de fils tendus, ils sont installés à une distance constante de la surface finale. Le surveillant peut alors s'en servir pour vérifier l'épaisseur prévue de béton au-dessus du treillis et la conformité du profil final envisagé. Les guides, horizontaux et verticaux, doivent être suffisamment rapprochés pour être utiles lors des opérations de mise en place du béton et de finition.

Comme l'énergie de projection lors de la mise en place du béton est élevée, il est nécessaire que le treillis et les armatures existantes qui ont été dégagées lors des travaux de démolition soient solidement fixés afin d'éviter qu'ils se déplacent ou vibrent d'une façon excessive durant les travaux. En effet, une armature ou un treillis insuffisamment fixés vont se déformer lors de la projection, ce qui réduit le dégagement demandé en dessous d'eux. De même, une armature ou un treillis insuffisamment fixés peuvent vibrer au point que soit réduite l'adhérence au substrat du béton projeté déjà mis en place à proximité, surtout pour les surfaces au plafond.

Le CCDG prévoit l'utilisation d'attaches mécaniques ou la fixation sur les armatures existantes afin d'immobiliser le treillis. Les exigences du CCDG sont normalement complétées par un détail sur les plans, qui vient fixer à 400 mm l'espacement des ligatures. Si les armatures existantes sont toujours bien fixées au béton et que celles-ci ne bougent pas, l'utilisation d'attaches mécaniques ne sera probablement pas nécessaire. Cependant, dans le cas d'une réparation où il n'y aurait pas présence d'armatures existantes, ou si les armatures existantes ne sont plus fixées du tout au béton, les attaches mécaniques devront elles aussi être disposées à 400 mm d'espacement.

Notons que, pour les situations où nous serions entre les deux cas décrits précédemment, c'est-à-dire que les armatures existantes seraient toujours fixées mais montreraient une possibilité de mouvement, le treillis devra alors être attaché à ces armatures à 400 mm d'espacement et des attaches mécaniques devront être installées de manière à empêcher le mouvement des barres (il n'est pas nécessaire dans ce cas de respecter un espacement de 400 mm avec les attaches). Une armature ou un treillis solidement fixés ne doivent pas bouger lorsqu'on les secoue énergiquement à la main; au besoin, il faut ajouter des ancrages pour augmenter leur rigidité.

6.3.3 Conditions météorologiques

Lors des travaux, les conditions météorologiques doivent favoriser l'application du béton projeté et une finition de qualité.

S'il n'est pas possible de protéger la zone des travaux contre la pluie ou l'eau ruisselant sur les surfaces à recouvrir, les travaux de béton projeté doivent être arrêtés immédiatement.

Les travaux de béton projeté ne sont permis que lorsque la température ambiante et celle de la surface à recouvrir sont supérieures à 5 °C; de plus, la température doit être à la hausse pour que les travaux ne soient pas arrêtés à tout moment. La température du béton projeté lors de l'application doit être supérieure à 10 °C pour que l'hydratation du liant et l'atteinte d'une résistance et d'une durabilité satisfaisantes soient optimales. Il ne faut pas oublier que les faibles épaisseurs de béton projeté sont sensibles aux basses températures.

Interdiction

Précisons que les exigences relatives au bétonnage par temps froid, présentées au chapitre 4 « Ouvrages en béton » de ce manuel, ne s'appliquent pas contractuellement aux travaux de béton projeté, qui, en raison de leur nature et des équipements utilisés, exigent toujours des conditions de température minimales. Le CCDG interdit d'ailleurs toute projection de béton entre le 1er novembre et le 31 mars. Cette période d'interdiction coïncide avec celle des réparations sans surépaisseur, qui sont des travaux de nature similaire.

Le surveillant doit toutefois être vigilant dans les périodes se rapprochant de celles de l'interdiction, car il est possible d'y avoir des températures basses (surtout la nuit) pendant la période de cure. Le CCDG exige le maintien du béton à 10 °C pendant sept jours, mais ne précise pas comment maintenir cette température. L'entrepreneur devrait donc prévoir une forme de protection pour ces périodes. Pour ce faire, il peut s'inspirer de ce qui est normalement prévu dans le chapitre 4 pour le béton coulé en place, mais, comme le béton projeté ne comporte pas de coffrage, ces protections devraient être plus effectives que celles proposées à ce chapitre.

6.3.4 Autorisation de mise en place du béton

Le CCDG exige que l'entrepreneur donne au surveillant un avis écrit de 24 heures avant toute mise en place de béton. Cet avis doit préciser la date et l'heure du début du bétonnage ainsi que la séquence des travaux.

Cet avis est demandé pour que le surveillant puisse avertir, dans des délais raisonnables, les intervenants concernés par cette mise en place, notamment le laboratoire et le concepteur, et qu'il puisse aussi procéder aux dernières vérifications avant d'autoriser le bétonnage. Si l'entrepreneur avise le surveillant dans un délai plus court, celui-ci doit alors évaluer si les intervenants peuvent être sur place pour le bétonnage et si les vérifications peuvent être faites à temps; si c'est le cas, le surveillant ne devrait pas interdire le bétonnage sur la base d'un avis remis à moins de 24 heures du bétonnage.

Avant toute mise en place de béton, le surveillant doit veiller à ce que :

- les fiches descriptives des mélanges des bétons soient respectées;
- les attaches de l'armature existante et la mise en place du treillis métallique soient terminées et correctes;
- le dégagement de 25 mm sous le treillis soit respecté;
- la quantité de fils tendus en place pour guider la finition soit suffisante;
- la distance (enrobage) entre le dessus du treillis et la surface finale projetée (fils guide tendus) de la réparation soit respectée;
- la préparation des surfaces à recouvrir soit conforme;
- le matériel et les matériaux nécessaires à la mise en place et à la cure soient sur place, notamment les toiles de fibres synthétiques, qui doivent être fixées au-dessus des surfaces verticales à recouvrir;
- le matériel nécessaire pour la finition du béton soit sur place;
- le plan du dispositif d'éclairage pour les travaux de soirée ou de nuit lui soit remis. Ce plan devrait être également exigé pour des travaux effectués de jour, mais qui risquent de se prolonger en soirée, soit pour les opérations de mise en place elles-mêmes, soit pour celles de finition et de cure du béton. Mentionnons que le meilleur système d'éclairage est celui constitué de tours d'éclairage qui éclairent de grandes superficies;
- les opérateurs de la lance de projection présents soient certifiés.

Dans le cas du béton projeté par procédé humide préparé dans une centrale de dosage, l'entrepreneur doit s'assurer, avant les travaux, que le rythme des livraisons de béton au chantier est ajusté au rythme de mise en place que les ouvriers peuvent soutenir. Un rythme de livraison trop élevé augmente le temps d'attente des camions au chantier, ce qui conduit à une diminution de la qualité du béton. À l'inverse, un rythme de livraison trop faible augmente les arrêts dans les opérations de mise en place du béton, ce qui peut conduire à la formation de joints de construction non désirés.

Pour ce qui est de l'aspect technique des travaux de béton projeté, mentionnons qu'il est préférable de commencer la mise en place du béton projeté par le bas de la réparation et, le cas échéant, à partir des coins des éléments de pont. Cette technique permet au lancier d'appuyer le nouveau béton contre celui qui a déjà été projeté.

À cette étape des travaux, le surveillant devrait avoir validé avec l'entrepreneur les quantités payables pour chaque poste du bordereau. En effet, les réparations avec béton projeté sont souvent payées en fonction de la profondeur de la réparation; après la réalisation des travaux, il est trop tard pour valider les quantités de chaque type de réparation.

6.3.5 Application du béton projeté

L'application du béton projeté est une étape cruciale quant à la qualité de la réparation.

Selon la méthode de mise en place, la qualité de la réparation est directement liée à la compétence de l'opérateur de la lance de projection, surtout dans le cas du béton projeté par procédé à sec. C'est pourquoi une attention particulière s'impose au cours de cette phase importante des travaux.

L'application du béton projeté doit s'effectuer d'une façon constante et ininterrompue. Elle doit cependant être suspendue lorsque le béton à la sortie de la lance de projection n'est pas homogène ou que le mauvais fonctionnement d'une pièce d'équipement altère le mélange ou nuit à son application. Si cette suspension des travaux se prolonge, il faut réaliser un joint de construction en respectant le plus possible les exigences du CCDG, notamment celles concernant la reprise des travaux.

Lors des travaux de béton projeté, il faut s'assurer d'obtenir en tout point de la surface à réparer un surplus de béton par rapport au profil final prévu; ce surplus est nécessaire à l'obtention d'un profil final uniforme. Ce surplus de béton n'est pas payé à l'entrepreneur, puisqu'il fait partie du processus menant au profil désiré.

Les éclaboussures de béton sur le treillis et les barres d'armature existantes adjacentes aux travaux en cours devraient être enlevées avant la poursuite du bétonnage lorsqu'elles ont eu le temps de sécher. Cette situation se produit aux arrêts prolongés des travaux, par exemple lors des repas. Si le béton séché n'est pas enlevé, la qualité du lien entre l'armature et le béton sera moins bonne.

Bétonnière mobile

Même si, dans la plupart des cas, le béton provient de mélanges ensachés (projeté à sec) ou de camions malaxeurs (projeté humide), il est possible d'utiliser une bétonnière mobile pour le mélange des matériaux secs ou la production du béton. Le surveillant doit se reporter au chapitre 4 « Ouvrages en béton » du présent manuel pour plus d'informations au sujet des certifications, du fonctionnement et de l'utilisation d'une bétonnière mobile.

Techniques de projection

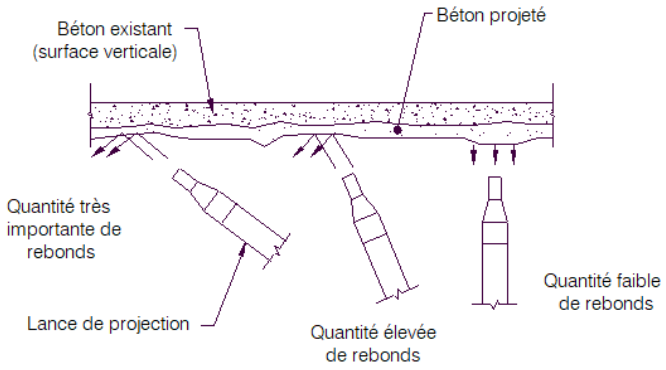
De façon générale, l'opérateur de la lance de projection devrait mettre en place du béton projeté comme suit :

- conserver la lance de projection le plus perpendiculairement possible de la surface (90°);
- effectuer un mouvement circulaire avec la lance de projection;
- conserver une distance d'environ 1 m entre la lance de projection et la surface à recouvrir.

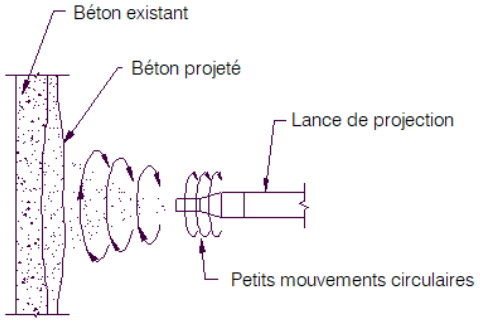
Cette technique de travail permet de limiter les rebonds et assure une meilleure homogénéité du mélange posé.

Il convient aussi de mentionner l'importance de l'angle de projection pour diminuer les rebonds et augmenter la force de projection afin d'obtenir une meilleure compaction du mélange. La figure 6.3-1, ci-dessous, illustre la façon d'effectuer le mouvement circulaire et montre différentes positions de la lance de projection par rapport à la surface à recouvrir.

Soulignons qu'à la rencontre de deux surfaces, la technique doit être modifiée pour que la projection soit effectuée adéquatement dans les coins, saillants ou rentrants. Pour ces zones, la lance de projection doit être orientée à un angle de 45° pour que le béton soit bien compacté.



Rebonds selon l'angle de la lance - Vue en plan



Manipulation de la lance

Figure 6.3-1 Techniques de projection

Lorsque des armatures existantes ont été dégagées au cours des travaux de démolition, il faut varier quelque peu la distance et l'angle de projection par rapport à la surface afin d'obtenir un bon enrobage des armatures tout en diminuant le plus possible la ségrégation du béton (rebonds). L'objectif est d'éviter l'accumulation prématurée de béton sur les armatures, ce qui pourrait mener à la formation de vides sous les barres; la figure 6.3-2, ci-dessous, illustre ce phénomène. Plus le diamètre de la barre est important, plus il faut redoubler de précaution pour éviter la formation de vides; la même prudence est de mise lorsque des barres sont rapprochées. L'opérateur de la lance de projection doit augmenter le débit de l'air comprimé ou se rapprocher de la surface à recouvrir pour favoriser un meilleur écoulement du béton vers l'arrière des armatures.

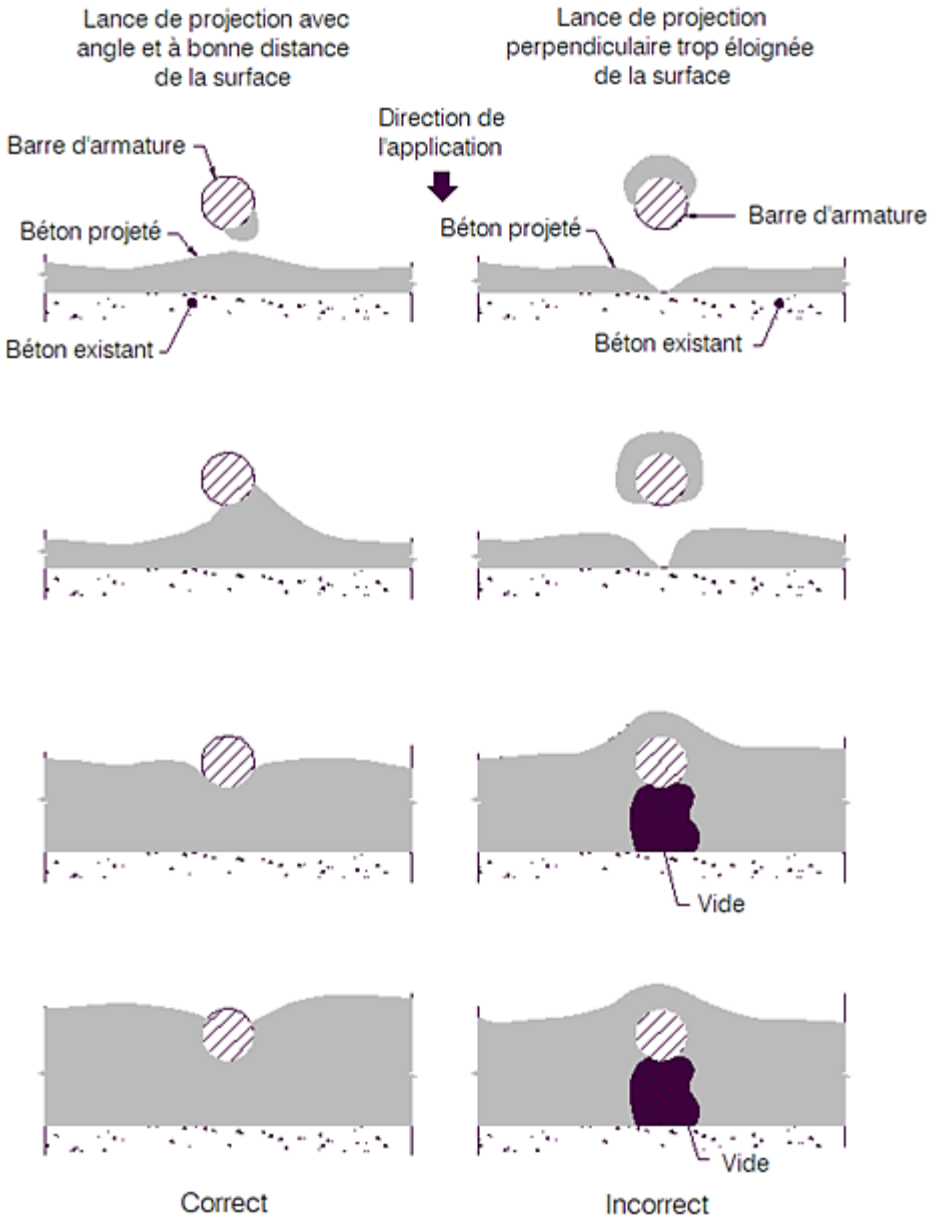


Figure 6.3-2 Formation d'un vide sous une barre d'armature

L'épaisseur totale est obtenue par plusieurs passages rapides au moyen d'un mouvement de va-et-vient de la lance de projection; ce mouvement ne doit avoir une amplitude que de quelques mètres seulement. Cette technique donne le profil final en une seule couche sans joints froids.

Dans le cas du procédé à sec, lorsque le débit du béton à la sortie de la lance devient momentanément irrégulier durant les travaux, la lance doit être détournée de la surface de projection jusqu'à ce que le débit revienne à la normale. Le surveillant doit veiller à ce que l'opérateur de la lance de projection ajuste la consistance du mélange au début et en cours de projection en dirigeant sa lance à l'extérieur de la surface de projection.

Rebonds

Les rebonds obtenus lors de la projection du béton sont constitués des matériaux qui n'ont pas adhéré à la surface. Surtout composés de pierres, ils contiennent aussi une certaine proportion des autres constituants du mélange. La quantité de rebonds varie selon la technique de projection et la composition du mélange. La figure 6.3-1, présentée précédemment, illustre l'importance de l'angle de projection pour diminuer les rebonds.

Les valeurs typiques de la quantité de rebonds pour le procédé à sec se situent entre 15 à 25 % et 25 à 50 %, selon que les surfaces sont verticales ou au plafond; pour le procédé humide, les rebonds sur des surfaces verticales se situent plutôt entre 5 et 10 %.

Les rebonds ne doivent être réutilisés ni comme matériaux de projection ni pour combler des vides lors des travaux de finition des surfaces, car la proportion de pierre et de sable y est plus élevée que dans le mélange avec lequel se fait la projection. Les rebonds doivent donc être considérés comme des matériaux de rebut.

Application de béton projeté en plus d'une couche

La réparation d'une surface au moyen de béton projeté doit se faire en une seule couche. Il n'est donc pas possible de faire successivement plusieurs épaisseurs de béton projeté dont l'application serait séparée de plusieurs heures. Cependant, pour des réparations nécessitant des épaisseurs plus importantes, il est possible d'appliquer le béton en plus d'une passe, pour autant que le béton à l'interface demeure frais. À la suite de vérifications effectuées en chantier il y a plusieurs années, il a été convenu au CCDG de limiter ce délai à 120 minutes entre deux passes successives. Ce délai est prescrit dans le CCDG afin d'éviter la formation d'un joint de construction.

Joints de construction

Un joint de construction est réalisé à la suite d'un arrêt prolongé des travaux, soit à la fin d'une journée de travail ou pour toute autre raison associée aux conditions météorologiques ou au mauvais fonctionnement d'une pièce d'équipement.

L'amincissement de la couche de béton en cours d'application demandé au CCDG est nécessaire pour que le béton du joint soit bien compacté. Avant la reprise des travaux de projection, il faut alors respecter les exigences énoncées à la section 6.3.1, « Préparation des surfaces à recouvrir », du présent chapitre, relatives au nettoyage et à l'humidification des surfaces et qui visent l'obtention d'une bonne adhérence entre deux couches de béton consécutives.

6.3.6 Finition du béton

Dès que le béton en place a acquis suffisamment de rigidité, il faut araser le surplus de béton à l'aide d'un outil tranchant en se servant des guides installés avant les travaux comme repères. Si on constate un manque de béton à un point quelconque de la surface à réparer, il faut procéder à l'ajout de béton projeté. Les équipements servant à la projection devraient donc demeurer sur place et être fonctionnels tant et aussi longtemps que les opérations de finition ne sont pas terminées.

Si des zones de projection présentent des manquements locaux au niveau de l'épaisseur, il est généralement toléré que les ouvriers qui effectuent la finition prennent du béton en surplus qui a été arasé et l'ajoutent à la truelle dans les zones manquant d'épaisseur. Ce type de correction doit toutefois être limité à de petites zones pour des manquements d'épaisseur de quelques millimètres. Cette correction doit se faire avant le régalage et les autres étapes de finition. Il faut finalement éviter que les mêmes ouvriers utilisent les rebonds pour effectuer le même type de correction.

La finition elle-même se divise en deux étapes : le régalage et l'aplanissement. Le régalage consiste à finir sommairement les surfaces de béton tandis que l'aplanissement consiste à achever la finition. Étant donné la quantité plus faible d'eau contenue dans le béton projeté que dans celle d'un béton conventionnel, la finition est généralement plus difficile à faire.

Le béton des surfaces verticales est régalé au moyen d'une truelle rotative munie d'un disque en caoutchouc à haute densité. Son principal avantage est lié à l'obtention d'une meilleure finition, puisqu'elle ferme beaucoup plus efficacement la surface du béton en scellant un plus grand nombre de pores.

La truelle rotative permet également de maintenir la même qualité de finition tout au long de la journée : son utilisation étant physiquement moins exigeante, elle évite un relâchement de la finition en fin de journée dû à la fatigue des ouvriers. De plus, la cadence de finition plus élevée obtenue avec la truelle rotative diminue la pression sur l'équipe de finition, alors plus en mesure de suivre le rythme de l'équipe de projection.

Dans le cas des surfaces au plafond, le béton est régalé au moyen d'une truelle en bois.

La surface est finalement aplanie à l'aide d'une truelle en bois. Pendant les opérations d'aplanissement du béton, il faut enlever les fils tendus servant de guide pour les travaux et boucher les trous laissés par les supports des guides, s'il y a lieu.

Les opérations de finition doivent être réalisées sans ajout d'eau destiné à faciliter ce travail. Cette exigence du CCDG vise à éviter que soient altérées la qualité et la durabilité du béton projeté.

Puisque la durabilité et, particulièrement, l'aspect esthétique sont fortement influencés par la qualité de la finition, le surveillant doit être vigilant pendant ces opérations. Il faut respecter les exigences du CCDG concernant la vérification des surfaces verticales au moyen de la règle de 3 m de façon à obtenir des profils rectilignes, situés dans le même plan que les surfaces environnantes tout en ayant un aspect visuel agréable.

Le surveillant devrait effectuer une première vérification sommaire du profil de la surface après l'arasage de manière à déterminer si des zones requièrent une correction importante. Si c'est le cas, l'entrepreneur peut alors projeter à nouveau du béton ou corriger le problème au régalage. Une vérification finale est toutefois nécessaire à la suite de la finition manuelle.

Le CCDG fait référence à une mesure à la règle de 3 m et à un écart de planéité de 15 mm, mesuré selon la méthode d'essai LC 26-600 « Mesure des irrégularités et des dépressions d'une chaussée ». Cette méthode, utilisée pour les routes en enrobé, guide le surveillant quant à la façon de placer la règle pour mesurer les écarts de planéité.

La finition du béton projeté par procédé humide est généralement plus facile à faire en raison de sa plus grande maniabilité. La finition du béton projeté par procédé à sec doit se faire plus rapidement, particulièrement lorsqu'un accélérateur de prise est utilisé. Dans les deux cas, et en tenant compte des particularités du chantier, il faut s'assurer que le rythme de mise en place du béton est ajusté à la capacité de l'équipe de finition afin d'éviter un décalage trop important entre les fronts de projection et de finition, surtout par temps chaud et venteux. Il ne faut pas hésiter à arrêter les travaux lorsque la vitesse du vent ne permet plus à l'équipe chargée de la finition d'effectuer son travail adéquatement.

6.3.7 Cure

Tout comme pour le béton conventionnel, la meilleure cure pour un béton projeté consiste à maintenir une pellicule d'eau en tout temps à sa surface au cours de sa période intensive d'hydratation.

La cure du béton permet non seulement d'améliorer la résistance et la durabilité du béton, mais aussi de réduire son retrait et, par conséquent, sa fissuration. Comme le béton projeté est toujours employé dans un contexte de réparations minces sur un substrat existant, le retrait y est particulièrement nuisible puisque même une faible contraction associée au retrait du béton projeté se trouve empêchée par le substrat. Il s'ensuit alors une fissuration plus importante.

Outre le retrait plastique, qui se produit dans le béton frais et qui est associé aux conditions météorologiques comme le vent, on distingue deux autres types de retraits dans tout béton : le retrait endogène et celui de séchage. Le retrait endogène est dû à la diminution de la teneur en eau dans le béton à la suite de l'hydratation du liant. L'intensité du retrait endogène dépend de l'amplitude de la diminution de la teneur en eau à l'intérieur même du matériau. C'est pourquoi un béton haute performance est plus sujet au retrait endogène qu'un béton ordinaire, étant donné son faible rapport eau/liant. Il est important de souligner que le retrait endogène du béton projeté est semblable à celui d'un béton haute performance, compte tenu de son faible rapport eau/liant. Comme le retrait endogène est associé à l'hydratation du liant, il affecte surtout le béton lors des premiers jours suivant sa mise en place. La seule façon de réduire le retrait endogène est de fournir de l'eau au béton dès que la finition est terminée; bien que le fait d'empêcher l'eau de s'évaporer de la surface de béton soit louable, il est généralement insuffisant pour contrer ce type de retrait.

Le retrait de séchage est associé à la contraction du béton à la suite de l'évaporation de l'eau à partir des surfaces exposées à l'air. Ce phénomène est beaucoup plus lent que le retrait endogène. Le retrait de séchage peut donc s'étendre sur une période allant de plusieurs mois à quelques années, selon l'épaisseur de l'élément en béton et les conditions de température et d'humidité du milieu.

La cure du béton projeté, comme pour les autres ouvrages en béton, vise donc à diminuer les effets des deux premiers types de retrait, soit le retrait plastique et le retrait endogène. Comme pour les autres types de béton également, la cure du béton projeté doit commencer immédiatement après la finition des surfaces et elle doit durer au moins 7 jours consécutifs. Par temps chaud, un démarrage rapide de la cure au moyen de toiles saturées d'eau permet de refroidir le béton et de limiter la fissuration associée au retrait plastique.

Humidification préalable à la cure

Si la cure humide n'est pas amorcée immédiatement après la finition, il faut humidifier les surfaces de béton en les pulvérisant d'une bruine d'eau, car ces dernières sont sensibles à la fissuration due au retrait plastique. Le CCDG indique que la durée maximale avant le début de l'humidification qui a lieu après la finition du béton est de 60 minutes. Le surveillant doit être vigilant et faire appel, au besoin, à l'entrepreneur pour qu'il ralentisse le rythme des travaux de mise en place du béton si les ouvriers ne réussissent pas à respecter cette exigence.

L'humidification préalable consiste à pulvériser de l'eau sous forme de fines gouttelettes (bruine) sur le béton frais de façon à le garder continuellement humide en surface. L'équipement de pulvérisation employé ne doit pas endommager le béton frais. L'utilisation d'un équipement manuel de faible pression est recommandée, et le meilleur est celui qui sert à l'arrosage des végétaux dans les serres. Inversement, l'utilisation d'un équipement manuel, dont la pression est supérieure à celle de l'eau provenant d'un aqueduc municipal, est déconseillée, car il est difficile, dans un tel contexte, de ne pas déborder sur les zones en cours de finition.

Il faut faire très attention à la quantité d'eau vaporisée; en effet, un apport trop important va permettre à l'eau de s'égoutter, de couler ou de ruisseler sur le béton frais, ce qui peut endommager la matrice du béton. Les particules fines de la pâte ont alors tendance à s'éroder sous le passage de l'eau. À l'opposé, un trop faible apport d'eau pourrait provoquer des problèmes importants de fissuration dus au retrait du béton.

L'humidification doit être répétée aussi souvent que nécessaire jusqu'au début de la cure proprement dite. La fréquence peut être très élevée par temps chaud et venteux, de l'ordre de deux à trois fois par heure, et parfois plus, alors qu'elle est beaucoup plus faible une fois le soleil couché. Un béton frais suffisamment humecté a un aspect luisant, très visible sous les projecteurs utilisés lors de travaux de nuit.

Méthodes de cure

La cure à l'eau doit être utilisée pour le béton projeté. Elle consiste à utiliser une toile synthétique saturée d'eau et recouverte d'une pellicule de polyéthylène imperméable. La toile synthétique est décrite à la norme 3501 « Matériaux de cure » du *Tome VII – Matériaux* de la collection Normes – Ouvrages routiers du Ministère. Précisons que la présence de la feuille imperméable fait partie intégrante de cette méthode de cure, puisqu'elle empêche les toiles de sécher trop rapidement.

Le système de cure doit être mis en place ou préparé avant le début des travaux de projection, de manière à éviter tout retard avant de commencer la cure. Pour ce faire, la toile et la pellicule de plastique devraient être en place au-dessus de chaque zone de béton réparée ou être montées sur un gabarit permettant de les installer rapidement. Ainsi, après les travaux de finition, l'entrepreneur n'a qu'à faire descendre le système sur le béton projeté ou à suspendre le gabarit muni de la toile.

La toile doit être bien plaquée sur la surface à protéger de manière à maintenir la surface du béton humide. Le surveillant doit être vigilant sur ce point et vérifier l'uniformité de l'humidification dans les premières heures de la cure, car il est fréquent que la toile ne se colle pas à la surface si elle n'est accrochée que sur le dessus d'une réparation de forte hauteur. L'apport d'eau, nécessaire pour

maintenir la toile synthétique saturée d'eau, est généralement assuré par des tuyaux perforés installés au-dessus de la réparation. L'utilisation d'un matériau de cure formant membrane translucide et contenant un colorant fugace n'est autorisée dans le CCDG que pour les surfaces au plafond. Cette méthode est moins efficace que la cure à l'eau étant donné qu'il n'y a pas d'apport d'eau possible à la surface du béton et qu'elle est moins performante pour maintenir l'humidité du béton. Elle est spécifiée dans ce cas, car la cure à l'eau n'est pas réalisable sur une surface au plafond.

L'utilisation d'un matériau contenant un colorant fugace a pour but de faciliter le travail du surveillant quant à la pose ou non du matériau. Il faut s'assurer que le produit proposé par l'entrepreneur figure sur la *Liste des matériaux relatifs au béton éprouvés par le Laboratoire des chaussées*, laquelle est disponible sur le site Web du Ministère.

Le surveillant doit vérifier que le taux d'application du produit de cure est conforme aux recommandations du fabricant. La vaporisation doit être uniforme et ne doit laisser aucune zone de béton non protégée. Il est fréquent que plus d'une application de produit de cure soit nécessaire afin d'atteindre le taux de pose spécifié dans la fiche technique.

L'application d'un produit de cure sur la surface nuit à l'efficacité ou à l'adhérence d'un autre matériau, comme un imperméabilisant à béton ou un enduit de surface; il doit donc être enlevé avant la reprise des travaux, s'il y a lieu.

6.3.8 Inspection

À la suite de la cure du béton, le surveillant doit vérifier les surfaces recouvertes de béton projeté au moyen d'un marteau de géologue. Le but de cette vérification est de détecter tout manque d'adhérence de la réparation avec le substrat ou tout vide autour des armatures. L'entrepreneur est tenu de lui donner accès aux surfaces à inspecter.

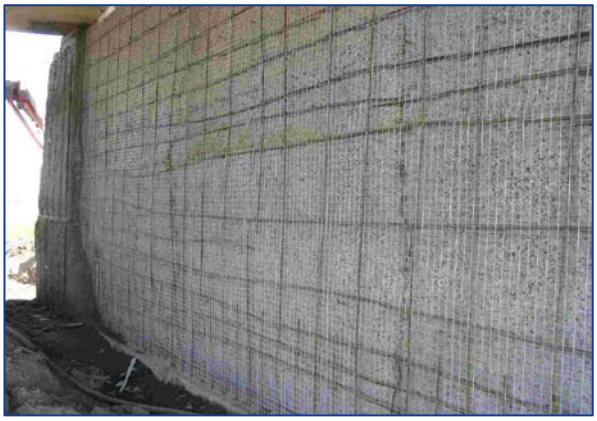
Comme le surveillant évalue l'adhérence ou la présence des vides en écoutant le bruit du marteau contre la surface bétonnée, il est important que cette vérification se fasse dans un environnement comportant le moins de bruit possible. Il est également important que la surface sondée ne soit pas gelée. Les manques d'adhérence et les vides sont alors comblés de glace, ce qui empêche l'émission du son creux caractéristique d'un défaut.

Lorsqu'un manque d'adhérence ou un vide sont détectés, la surface de béton est marquée. Les surfaces marquées doivent être réparées de nouveau par l'entrepreneur, y compris une zone de 150 mm au pourtour du défaut observé pour que la totalité du défaut soit bien englobée dans la nouvelle réparation.

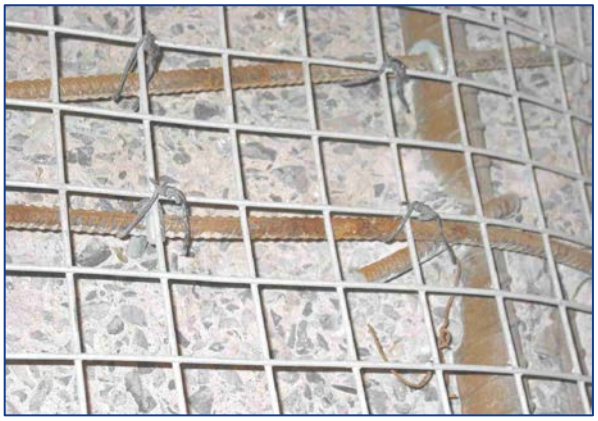
Précisons que, lorsque des zones de réparations doivent être reprises, il est possible d'effectuer des réparations coffrées, car l'entrepreneur spécialisé en projection n'est souvent plus sur le site du chantier. Un béton de qualité équivalente (de type XIV-R) devrait alors être employé.

PHOTOGRAPHIES

BÉTON PROJETÉ



Treillis métallique galvanisé.



Fixation du treillis métallique.



Guide de projection (fils tendus).



Lance de projection du procédé humide.



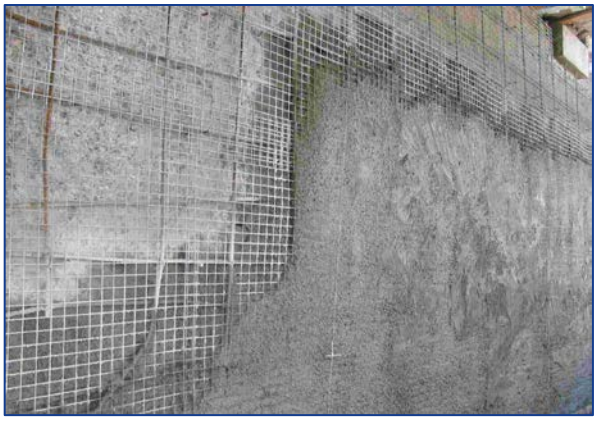
Projection d'un échantillon de béton.



Pénétromètre de poche avec embout pour béton.



Technique de projection adéquate.



Travaux de projection en cours de réalisation.



Arasement de la surface de béton.



Finition à l'aide de la truelle rotative.



Installation du système de cure avant la projection.



Cure humide du béton projeté.

CHAPITRE 7

PRÉCONTRAINTE

TABLE DES MATIÈRES

INTRODUCTION 7-1

7.1 MATÉRIAUX 7-3

7.1.1 Armature de précontrainte 7-3

7.1.2 Gaines 7-4

7.1.3 Coulis d'injection 7-5

7.1.4 Ferrures 7-5

7.2 ASSURANCE DE LA QUALITÉ 7-5

7.3 BÉTON PRÉCONTRAINT EN PLACE 7-8

7.3.1 Documents requis 7-8

7.3.2 Exigences de conception 7-9

7.3.3 Mise en œuvre 7-11

7.3.3.1 Gaines pour précontrainte intérieure 7-12

7.3.3.2 Gaines pour précontrainte extérieure 7-13

7.3.3.3 Mise en place de l'armature de précontrainte et des ancrages 7-14

7.3.3.4 Mise en tension de l'armature de précontrainte 7-15

7.3.3.5 Injection du coulis dans les gaines 7-26

7.3.3.6 Arasage de l'armature de précontrainte et cachetage 7-29

7.4 BÉTON PRÉCONTRAINT PRÉFABRIQUÉ 7-29

7.4.1 Documents requis 7-30

7.4.2 Exigences de conception 7-32

7.4.3 Transport et mise en place des poutres 7-32

PHOTOGRAPHIES 7-37

FIGURES

Figure 7.3-1 Description des parties du procédé de précontrainte par post-tension 7-10
Figure 7.3-2 Exemple de formulaire V-1889-A « Précontrainte longitudinale par post-tension » 7-20
Figure 7.3-3 Note explicative de l'exemple du formulaire V-1889-A 7-24
Figure 7.3-4 Exemple de formulaire V-1889-B « Précontrainte transversale par post-tension » 7-25

TABLEAU

Tableau 7.2-1 Liste des fournisseurs ayant démontré la conformité de l'acier de précontrainte 7-7

INTRODUCTION

La précontrainte est un procédé par lequel on comprime le béton pour annuler en partie ou en totalité les contraintes de traction produites par les charges le sollicitant. Étant donné que l'application de cette contrainte survient avant l'application des charges sollicitant l'ouvrage, comme le poids propre et la surcharge, on utilise le terme *précontrainte*.

Étant donné la faible résistance en traction du béton, la précontrainte augmente la rigidité et la résistance des structures en béton en empêchant leur fissuration. La précontrainte est réalisée par la mise en tension d'armatures de précontrainte constituées de torons ou de barres d'acier à haute résistance. La précontrainte est une technique utilisée dans la construction d'ouvrages neufs en béton et dans le renforcement d'ouvrages en béton ou en acier.

Le béton précontraint est à même de remplacer les charpentes métalliques dans la plupart des projets. En effet, on peut l'utiliser pour concevoir des ponts de grande portée tout en subissant des délais de livraison souvent inférieurs à ceux associés aux charpentes métalliques. Mentionnons cependant que les charpentes en béton précontraint ont une masse importante, qui ne peut pas convenir à tous les types de sols; de plus, le béton précontraint en place exige l'installation d'un étaiement, ce qui augmente les délais de construction.

Le béton précontraint, utilisé au Québec depuis le début des années 60, est présent dans beaucoup de ponts du Ministère qui sont actuellement en service.

Le béton, l'armature et le mortier cimentaire en sac ne sont pas des matériaux traités dans ce chapitre, qui ne concerne que la précontrainte, c'est-à-dire les matériaux, les procédés et les opérations spécifiques à la mise en place adéquate de la précontrainte. Il faut se référer au chapitre 4 « Ouvrages en béton » de ce manuel pour ces matériaux. Bien que le matériau *béton* du béton précontraint soit semblable à celui du béton armé, la précontrainte exige des connaissances particulières en ce qui concerne tant le matériau lui-même que sa mise en place. La précision des opérations de mise en place est beaucoup plus élevée dans le cas du béton précontraint et exige plus d'attention de la part du surveillant.

Il existe deux modes de précontrainte : par post-tension et par prétension. Les deux sont toutefois désignés sous le vocable générique *précontrainte*.

Précontrainte par post-tension

Le terme *post-tension* renvoie à l'application de la précontrainte après la coulée du béton. La précontrainte par post-tension est réalisée à l'aide de câbles, constitués d'un ou de plusieurs torons, ou de barres, tendus après la mise en place du béton lorsque ce dernier est suffisamment résistant. L'armature de précontrainte est insérée à l'intérieur de gaines, ce qui permet le libre déplacement de l'armature lors de la mise en tension. Lorsque la mise en tension de l'armature de précontrainte est terminée, on bloque celle-ci par des ancrages à ses extrémités. Un coulis cimentaire, servant principalement à protéger l'armature contre la corrosion, est ensuite injecté dans les gaines.

Bien que les gaines soient généralement situées à l'intérieur du béton (post-tension intérieure), elles peuvent, à l'occasion, se trouver à l'extérieur de celui-ci (post-tension extérieure), notamment dans le cas d'une réparation ou d'un renforcement. L'ajout de précontrainte par post-tension extérieure

peut augmenter la capacité structurale d'ouvrages présentant des déficiences en flexion ou à l'effort tranchant. Des barres d'acier à haute résistance sont souvent employées pour fixer les blocs d'ancrage utilisés dans le cas du renforcement d'un élément en béton au moyen de la précontrainte par post-tension extérieure.

Le rôle du surveillant pour les travaux incorporant du béton précontraint en place au chantier étant très important, ce chapitre lui consacre une plus grande partie.

Une section « Photographies » est incluse à la fin du présent chapitre pour illustrer certaines notions ou certains éléments présentés ci-après.

Précontrainte par prétension

Le terme *prétension* renvoie à la mise en tension de la précontrainte avant la coulée du béton. La réalisation de cette précontrainte nécessite des éléments externes à l'ouvrage pour l'appliquer, d'où son utilisation en préfabrication. La précontrainte par prétension, aussi connue sous le nom de *précontrainte par armatures adhérentes*, est réalisée à l'aide de torons tendus sur un banc de précontrainte et prend appui sur des butées situées à ses extrémités. Le béton est ensuite mis en place en contact direct avec l'armature de précontrainte. Lorsque le béton a atteint la résistance minimale spécifiée, il faut procéder au transfert de la précontrainte en coupant les torons. Comme les armatures tendues ne sont pas libres de revenir à leur longueur initiale, l'effort se reporte par adhérence au béton, ce qui comprime la pièce. La majeure partie des torons d'une poutre sont droits, mais certains remontent vers le haut aux extrémités de la poutre; ces derniers sont appelés *torons relevés*. Au ministère, la précontrainte par prétension est généralement utilisée pour la fabrication de poutres en usine.

La fabrication des poutres précontraintes est couverte par les exigences de l'article 15.5 « Ouvrages en béton préfabriqué » du CCDG. Le présent manuel ne couvre pas spécifiquement la fabrication en usine, mais certaines de ces notions y sont toutefois abordées, dans le cas des poutres, dans le chapitre 5.

Les travaux liés à la précontrainte sont généralement réalisés par des entreprises spécialisées tant pour la fabrication de poutres en usine que pour la construction de tabliers. Le surveillant doit veiller à ce que tous les intervenants comprennent bien les exigences du Ministère et les particularités du projet; pour ce faire, il ne doit pas hésiter à organiser le nombre de réunions de chantier nécessaires à l'atteinte de cet objectif.

Le rôle du surveillant relativement aux travaux incorporant du béton précontraint préfabriqué consiste notamment à aviser le chargé d'activité de la Direction générale territoriale afin que celle-ci organise la surveillance en usine de la fabrication de poutres. Le surveillant sera possiblement appelé à résoudre des problèmes liés à la fabrication en usine en se référant au concepteur, mais son rôle est plus limité. Plus de détails quant à la surveillance en usine et à son organisation sont présentés à la section sur l'assurance de la qualité du chapitre 5 du manuel. Au chantier, la mise en place des poutres en béton précontraint est, quant à elle, semblable à celle des poutres en acier.

Jet d'air ou jet d'abrasif

Puisqu'un jet d'air ou un jet d'abrasif humide sont utilisés à maintes reprises pour traiter les surfaces, il est important de rappeler de ne pas souiller les surfaces pour préserver la qualité du lien entre deux matériaux. Nous ne reviendrons pas sur cette exigence dans le reste du chapitre afin d'éviter d'alourdir inutilement le texte.

L'entrepreneur doit démontrer que le filtre installé sur le matériel utilisé est efficace pour capter l'huile en vue de ne pas souiller les surfaces traitées. Cette démonstration se fait au moyen d'un tissu blanc sur lequel le jet est dirigé : toute trace d'huile détectée sur le tissu indique que le filtre est inefficace.

7.1 MATÉRIAUX

7.1.1 Armature de précontrainte

Les armatures de précontrainte sont constituées de torons ou de barres d'acier à haute résistance conforme à la norme 5201 « Armature de précontrainte » du *Tome VII – Matériaux* de la collection Normes – Ouvrages routiers du Ministère. L'acier des torons doit être conforme à la norme ASTM A416 « Standard Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete » et présenter une résistance à la rupture f_{pu} minimale de 1 860 MPa. L'acier des barres doit être conforme à la norme ASTM A722 « Standard Specification for High-Strength Steel Bars for Prestressed Concrete » et présenter, normalement, une résistance à la rupture f_{pu} minimale de 1 030 MPa.

Contrairement aux torons, les barres d'acier à haute résistance peuvent être galvanisées sans que cela affecte leurs propriétés mécaniques. Elles sont généralement galvanisées à l'usine du fabricant.

Dans le cas de la précontrainte par post-tension, les câbles sont constitués de torons à sept fils ayant généralement un diamètre nominal de 12,7 mm ou de 15,2 mm, respectivement connus sous les nomenclatures T13 et T15. Les entreprises spécialisées dans la mise en œuvre de la post-tension proposent une gamme étendue de câbles de précontrainte pouvant contenir jusqu'à 42 torons T13 ou 31 torons T15. Mentionnons qu'il peut arriver, dans certaines circonstances exceptionnelles, que le nombre de torons soit encore plus élevé. Cependant, les câbles sont habituellement constitués de 12 à 19 torons parce qu'il est préférable d'utiliser des câbles de puissance moyenne dans les ouvrages courants en béton et qu'ils assurent une meilleure diffusion de la précontrainte.

Le câble monotoron est un cas particulier de la précontrainte par post-tension, puisqu'il est constitué, comme son nom l'indique, d'un seul toron (T13 ou T15). Bien qu'il comporte les mêmes éléments (ancrage, gaine, etc.) que les câbles multitorons, il est plus simple. Le câble monotoron est employé pour la précontrainte transversale des dalles sur poutres.

La précontrainte par post-tension peut aussi être réalisée au moyen de barres en acier à haute résistance d'un diamètre nominal variant de 26 à 36 mm. Ces barres, crénelées, sont raccordées les unes aux autres au moyen de manchons vissés à même les crénelures.

Dans le cas de la précontrainte par prétension, par exemple lors de la fabrication de poutres préfabriquées, des torons identiques à ceux servant à la précontrainte par post-tension (T13 ou T15) sont utilisés.

Les armatures de précontrainte doivent être propres et exemptes de rouille, d'huile, de saleté, de scories de laminage et de piqûres. Une mince couche de rouille est cependant jugée acceptable s'il est possible de l'enlever avec l'ongle. De plus, dans le cas particulier des torons, le contenu élevé en carbone de l'acier en fait un matériau sensible aux rayures, ce qui peut entraîner la rupture soudaine des fils, et parfois celle d'un toron, en raison de la concentration de contraintes.

La manutention et la mise en œuvre des torons doivent donc être faites avec un grand soin. De plus, ils sont sensibles aux hautes températures, susceptibles d'altérer leurs propriétés physiques, puisqu'ils ont déjà subi un traitement thermique lors du processus de fabrication. Par conséquent, le *Cahier des charges et devis généraux – Infrastructures routières – Construction et réparation* (CCDG) interdit toute opération de soudage ou de cure à la vapeur vive au voisinage d'armatures de précontrainte.

Bien que de petites longueurs de torons altérés par la corrosion ou des défauts de surface comme les rayures doivent parfois être rejetées, il n'est pas souvent nécessaire de rejeter tout le touret (bobine sur laquelle est enroulé le toron).

7.1.2 Gaines

Pour la précontrainte par post-tension intérieure, les gaines sont fabriquées en tôle d'acier ondulée. Les ondulations procurent à la gaine une meilleure rigidité contre l'écrasement et augmentent son adhérence au béton en rendant impossible tout glissement longitudinal. Le raccordement de sections de gaines s'effectue à l'aide de manchons provenant d'un tronçon de gaine d'un diamètre légèrement supérieur ou de sections de gaines fendues. Ces manchons sont insérés par-dessus les extrémités des segments de gaines, et les ondulations empêchent les bouts de sortir du manchon. Les manchons sont ensuite rendus étanches contre l'insertion de béton dans les gaines au moyen de ruban adhésif résistant à l'humidité.

Les gaines ne doivent pas être galvanisées dans le cas de la précontrainte longitudinale; cette exigence du CCDG s'impose, car certaines recherches ont démontré que la galvanisation peut être à l'origine du phénomène de fragilisation des torons par l'hydrogène. La fragilisation par l'hydrogène est un phénomène physique lors duquel l'hydrogène, qui est libéré par le contact du béton frais avec le zinc de la galvanisation, s'insère à l'échelle atomique dans l'acier, le fragilise et le fissure. Puisque l'acier précontraint agit à de très hautes tensions, il est sujet à cet endommagement.

Précisons que les gaines pour la précontrainte transversale sont généralement galvanisées, puisque les gaines de petit diamètre ne sont souvent disponibles que galvanisées; le CCDG autorise donc l'utilisation de gaines galvanisées pour la précontrainte transversale. La fragilisation par l'hydrogène est moins problématique dans ce cas, car cette précontrainte n'est pas installée pour contribuer à la résistance structurale, mais pour donner une meilleure durabilité à une dalle.

Bien que leur matériau et leur fabrication ne fassent pas l'objet d'exigences précises, les gaines doivent être résistantes, étanches, propres, sans rouille et ne doivent présenter aucune déformation. Celles qui ne respectent pas ces critères doivent être rejetées et remplacées par des pièces conformes. De plus, dans le cas où l'armature de précontrainte est un câble de précontrainte, elles doivent être suffisamment souples pour donner un profil régulier.

Le diamètre intérieur des gaines, qui varie selon le nombre de torons des câbles, est d'environ 25 mm pour un câble monotoron et peut atteindre 125 mm pour les câbles multitorons. En règle générale, on utilise une gaine dont le diamètre correspond à environ deux fois le diamètre nominal du câble. Dans le cas des barres d'acier à haute résistance, le diamètre de la gaine varie de 45 à 55 mm selon leur grosseur. Il est cependant plus fréquent de ne pas voir de gaines sur ces barres, qui sont installées sans autre protection que la galvanisation.

Dans le cas de la précontrainte par post-tension extérieure, qui peut être utilisée pour des renforcements d'ouvrages existants, les gaines doivent être en polyéthylène à haute densité (PEHD) résistant aux rayons ultraviolets et pouvoir supporter la pression de contact exercée par l'armature de précontrainte de même que la pression d'injection du coulis. L'utilisation de gaines en PEHD est privilégiée en raison de la résistance élevée de cette matière à la corrosion. L'entrepreneur fournit les données les concernant au surveillant, qui doit les transmettre au concepteur afin que ce dernier puisse évaluer adéquatement la conformité du produit.

7.1.3 Coulis d'injection

Le coulis d'injection doit être conforme à la norme 3901 « Coulis cimentaire » du *Tome VII – Matériaux* de la collection Normes – Ouvrages routiers du Ministère. Seuls les coulis ensachés pour post-tension figurant dans la *Liste des matériaux relatifs au béton éprouvés par le Laboratoire des chaussées* doivent être employés. Cette liste est disponible sur le site Web du Ministère[1]. Il faut veiller à sélectionner un coulis parmi ceux de la liste de la section « post-tension », car plusieurs autres coulis ensachés peuvent être conformes à la norme 3901, donc faire partie de la liste, mais être destinés à un tout autre usage, comme les ancrages.

Les coulis pour post-tension sont spécialement formulés pour l'injection des gaines. En effet, ils présentent une viscosité suffisamment faible pour couler facilement et pénétrer dans tous les vides, dont ceux se trouvant entre les torons des câbles. Ils ont aussi un retrait minimal et sont compatibles avec l'acier des torons.

7.1.4 Ferrures

L'acier des ferrures (éléments d'acier noyés dans le béton, surtout utilisés pour les poutres préfabriquées) dans les pièces précontraintes ne doit pas être galvanisé, car certaines recherches ont démontré que la galvanisation peut être à l'origine du phénomène de fragilisation des torons par l'hydrogène.

7.2 ASSURANCE DE LA QUALITÉ

L'assurance de la qualité relative aux matériaux doit être faite, notamment, selon les prescriptions du *Guide de surveillance – Chantiers d'infrastructures de transport*.

L'usine chargée de la fabrication de poutres en béton précontraint préfabriquées doit être certifiée conformément à la norme CSA A23.4 « Béton préfabriqué - Constituants ». Cette exigence de l'article 15.5.2.1.2 « Certification du fabricant d'éléments en béton préfabriqués » du CCDG est importante, puisque la certification assure au Ministère que l'usine est en mesure de procéder à la fabrication selon les exigences de cette norme.

[1] www.transports.gouv.qc.ca

La certification à la norme CSA A23.4 des usines de béton précontraint doit être délivrée selon le programme de certification de l'Assurance qualité du béton préfabriqué du Canada (AQBPC). L'AQBPC certifie les usines selon son programme, qui s'appuie sur la norme CSA A23.4. Les usines qui effectuent de la précontrainte doivent être certifiées selon les catégories B3 ou BA3 « Éléments de ponts en béton précontraint à torons droits » pour des éléments ne comportant que des torons droits, et B4 ou BA4 « Éléments de ponts en béton précontraint à torons fléchis » lorsque les éléments comportent des torons relevés, ce qui est le cas des poutres préfabriquées. La liste des usines certifiées selon chaque catégorie est présentée sur le site Web de l'AQBPC[2].

Lorsque le béton est gâché directement à l'usine de fabrication des poutres, sa fabrication est couverte par la norme CSA A23.4. Cependant, si le béton est fabriqué dans une usine séparée et qu'il est livré à l'usine de fabrication des poutres, l'usine de fabrication du béton doit détenir un certificat de conformité délivré par le Bureau de normalisation du Québec (BNQ), comme exigé pour le béton coulé en place.

L'acier des armatures de précontrainte est un produit de haute qualité. Les propriétés physiques de ce matériau doivent apparaître dans les attestations de conformité fournies au surveillant par l'entrepreneur. Le CCDG exige que l'entrepreneur fournisse ces attestations dans un délai de 2 semaines pour que le concepteur puisse examiner les plans d'atelier et les autres documents requis, notamment la procédure de précontrainte.

L'attestation de conformité doit indiquer la provenance de l'acier de précontrainte, c'est-à-dire le nom du fabricant. Si l'armature provient de fournisseurs qui ont déjà démontré la fiabilité de leur produit, il n'est pas nécessaire de procéder à un contrôle de réception. Le nom des fournisseurs dont l'acier a déjà été validé figure au tableau 7.2-1, ci-dessous. Toutefois, si l'armature provient d'un autre fournisseur, le surveillant doit procéder au contrôle de réception, comme le mentionne le CCDG.

Note

Contrairement aux armatures utilisées en béton armé classique, le CCDG n'exige pas de provenance canadienne pour les aciers de précontrainte. Les torons de précontrainte sont transportés sous forme de bobines, appelées *tourets*, et chaque bobine est associée à un lot de fabrication précis qu'il est possible de retracer. La traçabilité de l'acier de précontrainte est donc facile à établir même lorsque celui-ci a été fabriqué à l'étranger.

[2] www.precastcertification.ca

Tableau 7.2-1 Liste des fournisseurs ayant démontré la conformité de l'acier de précontrainte

Fabricant	Pays d'origine
ArcelorMittal (Hamilton)	Canada
Steel wire	Canada
Titan steel and wire co.	Canada
Xinhua Metal Products co.	Chine
X.Links Industries	Chine
Qinhuangdao Tianyou	Chine
Shanghui Shenjia	Chine
Ossen (Maanshan)	Chine
Hunan Xianghui	Chine
Jiangyn Fasten Steel	Chine
Tianjin Chunpeng	Chine
Tianjin Golic	Chine
CB Trafilati Accial	Italie
Tycsa	Espagne
Bridon Wire	Angleterre
Fontain Union	Belgique
Haggie Wire and Strand	Afrique du Sud
Insteel Industries	États-Unis
Trefileurope Inc.	Europe
Fapricela Industria	Portugal

7.3 BÉTON PRÉCONTRAINT EN PLACE

7.3.1 Documents requis

L'entrepreneur, par le biais d'un sous-traitant spécialisé en précontrainte, doit compléter les plans de soumission en préparant des plans d'atelier et une note de calcul de la précontrainte, puisque les plans de soumission ne contiennent pas le détail de l'armature de précontrainte; il doit ensuite remettre ces documents au surveillant.

Avant de commencer la préparation de la note de calcul de la précontrainte, l'entrepreneur doit faire approuver par le surveillant les différentes caractéristiques du procédé de précontrainte proposé, comme le demande le CCDG. Le surveillant doit transmettre ces informations au concepteur pour analyse et approbation. Quelques jours suffisent normalement au concepteur pour les valider, surtout s'il s'agit d'un procédé de précontrainte déjà utilisé par le Ministère. Cette approbation préalable vise à s'assurer que les hypothèses utilisées pour la note de calcul sont adéquates.

Si l'entrepreneur désire utiliser un procédé de précontrainte non encore expérimenté par le Ministère, il doit le faire approuver avant le début des travaux en remettant au surveillant toutes les caractéristiques techniques s'y rapportant. Le surveillant doit transmettre ces informations au concepteur, qui doit les faire suivre à la Direction générale des structures du Ministère pour analyse et approbation.

Mentionnons qu'aucun nouveau procédé de précontrainte n'a été approuvé au cours des dernières années, parce qu'il existe une certaine stabilité à ce sujet chez les fournisseurs. Les systèmes de précontrainte agréés et éprouvés par le Ministère jusqu'à présent pour les torons sont ceux utilisés par BBR Québec (1980) inc. et par Dywidag Systems International. Les systèmes de ce dernier sont commercialisés par Groupe AGF. En ce qui concerne les barres, les systèmes de Dywidag et de Williams Form Engineering Corporation sont éprouvés.

La note de calcul de la précontrainte et les plans d'atelier doivent être préparés par l'entreprise spécialisée en précontrainte, car elle possède l'expertise nécessaire pour bien dimensionner et détailler la précontrainte. Les systèmes de précontrainte nécessitent des calculs complexes et comportent des détails critiques pour assurer une bonne mise en œuvre et un bon comportement, notamment par rapport aux ancrages.

Également, au moins 2 semaines avant la mise en tension, l'entrepreneur doit fournir au surveillant les documents suivants :

- les certificats d'étalonnage des vérins, des pompes et des manomètres qui seront utilisés lors de la mise en tension. Ces certificats doivent être délivrés par un laboratoire spécialisé et datés de moins de 6 mois. Ces exigences du CCDG visent à ce que les équipements aient une précision suffisante pour obtenir la force de précontrainte désirée;
- la procédure de précontrainte, c'est-à-dire le calcul des tensions et des allongements correspondant à la force de précontrainte requise. Ce document doit être préparé par l'entreprise spécialisée en précontrainte;
- le coulis qu'il désire utiliser.

En ce qui concerne la procédure de précontrainte, la force de précontrainte est celle induite dans une membrure par un ou plusieurs câbles tendus qui y sont incorporés. La force de précontrainte est une notion qui concerne surtout le concepteur. Le surveillant, quant à lui, doit plutôt veiller au respect des exigences des plans pour que cette force soit obtenue. Ces principales exigences concernent le profil général des gaines, le nombre de torons et de câbles ainsi que la procédure de précontrainte (ordre de mise en tension, élongation des torons, pression dans les vérins, etc.).

Le surveillant doit transmettre les documents le plus rapidement possible au concepteur pour qu'il les analyse et les lui retourne au moins quelques jours avant la mise en tension de l'armature de précontrainte.

Approbation des documents

Les plans d'atelier doivent être signés et scellés par un ingénieur; la note de calcul de la précontrainte et la procédure de la précontrainte doivent aussi être signées par un ingénieur. La note de calcul et les plans d'atelier doivent également être signés par un second ingénieur, qui en effectue la vérification. Cette vérification est exigée compte tenu de l'importance des calculs et des plans d'atelier de la précontrainte, ces derniers complétant en réalité la conception faite par le concepteur mandaté par le Ministère.

L'entrepreneur doit respecter les exigences générales de la section 6.6 « Plans fournis par l'entrepreneur » du CCDG pour la remise de ces documents, y compris le délai minimal de 2 semaines que le Ministère s'accorde pour étudier les documents et la préparation des plans qui doit s'effectuer selon le format ISO A1. Le respect du format exigé pour la préparation est particulièrement important dans le cas des plans de la précontrainte, car ces plans rassemblent des caractéristiques primordiales liées à la capacité de la structure et ce format est essentiel pour obtenir une qualité de numérisation et d'archivage adéquate.

Le surveillant doit faire viser par le concepteur les plans d'atelier, la note de calcul de la précontrainte et la procédure de précontrainte; les documents visés sont ensuite retournés au surveillant. Le visa est un acte par lequel le concepteur reconnaît que les documents sont conformes dans leurs grandes lignes aux exigences; l'entrepreneur conserve cependant l'entière responsabilité de la conception, de l'exactitude des détails, des dimensions et des quantités. La figure 8.1-1 du chapitre 8 « Ouvrages en acier et en aluminium » de ce manuel montre le tampon de vérification type utilisé à titre de visa.

La mise en œuvre du procédé de précontrainte ne doit pas débuter avant l'approbation des documents.

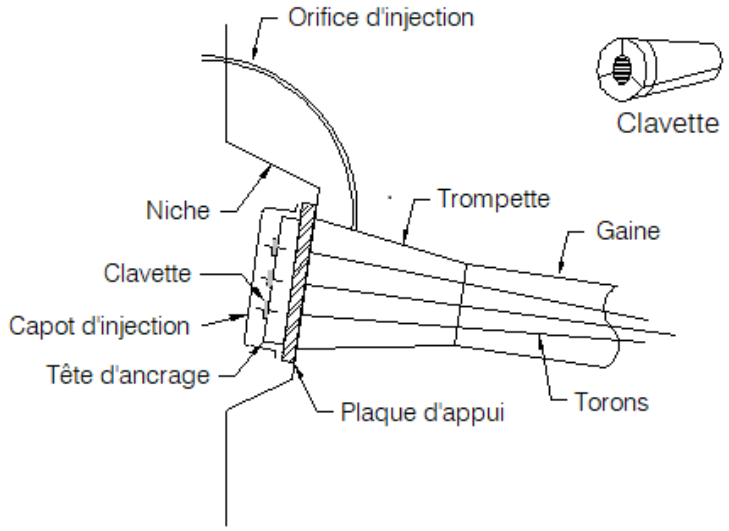
7.3.2 Exigences de conception

Les plans de soumission ne stipulent généralement pas de procédé de précontrainte en particulier, mais simplement une exigence pour son acceptation; cette façon de faire vise à ce qu'aucune entreprise spécialisée en précontrainte ne soit favorisée. Comme mentionné à la section précédente, l'entrepreneur doit donc faire appel à l'une des entreprises qui utilisent un procédé de précontrainte agréé par le Ministère.

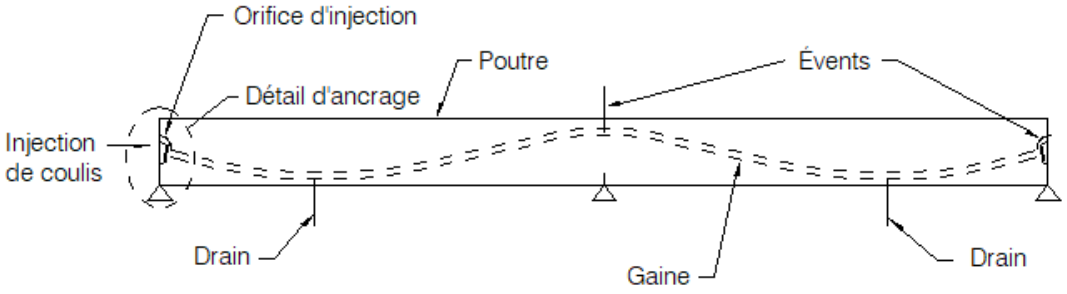
Dans le cadre d'un projet de moindre envergure, notamment dans le cas d'un renforcement, l'entrepreneur peut décider d'effectuer lui-même les travaux de précontrainte. Il faut alors qu'il s'associe tout de même à une entreprise spécialisée afin qu'elle puisse préparer les documents nécessaires, notamment la note de calcul et les plans d'atelier, comme l'exige le CCDG.

En plus des armatures de précontrainte, des gaines et du coulis d'injection déjà mentionnés, les ancrages, l'armature de frettage ainsi que les évents, les drains et les conduits des orifices d'injection font partie de tout procédé de précontrainte. L'armature de frettage offre une résistance aux contraintes de fendage et d'éclatement générées par l'ancrage lorsque la précontrainte est active. Les évents, les drains et les conduits des orifices d'injection doivent être munis de valves servant à les fermer ou à les ouvrir.

La figure 7.3-1 illustre les principales parties de tout procédé de précontrainte par post-tension.



Détail d'ancrage



Élévation

Figure 7.3-1 Description des parties du procédé de précontrainte par post-tension

En plus des pièces déjà citées pour la précontrainte intérieure, les blocs d'ancrage, les déviateurs et les supports intermédiaires font partie de tout procédé de précontrainte extérieure. Habituellement, les blocs d'ancrage, les déviateurs et les supports intermédiaires sont détaillés dans les plans de soumission.

Le bloc d'ancrage, fabriqué en béton ou en acier, est une des parties majeures de tout procédé de précontrainte extérieure utilisé pour un renforcement et sert à fixer l'ancrage retenant l'armature de précontrainte. Il doit être solidement fixé à l'élément à renforcer pour assurer efficacement le transfert de la force de précontrainte sur celui-ci. Dans les ouvrages en béton, il est courant que des barres en acier à haute résistance soient utilisées pour fixer le bloc d'ancrage, étant donné la charge élevée à transférer.

Afin d'éviter un possible phénomène de fatigue engendré par la vibration excessive des armatures de précontrainte extérieure, la longueur libre des armatures de précontrainte ne doit pas excéder 10 m. Si les blocs d'ancrage ou les déviateurs sont trop espacés, des supports intermédiaires sont prévus dans les plans d'atelier pour stabiliser les armatures de précontrainte. En général, ces supports sont des dispositifs légers, peu sollicités.

De plus, dans certains cas, des manchons de dilatation peuvent être requis pour reprendre le mouvement longitudinal des gaines attribuable aux variations de température. Ces accessoires sont détaillés dans les plans d'atelier.

7.3.3 Mise en œuvre

Le surveillant doit inspecter toutes les pièces constituant le procédé de précontrainte, les équipements utilisés pour la mise en tension et les matériaux (gaines, armature de précontrainte et coulis) à leur arrivée sur le chantier; il doit aussi s'assurer qu'ils satisfont aux exigences des plans d'atelier et qu'ils sont conformes aux autres documents fournis.

Il doit tout particulièrement veiller à ce que les informations indiquées sur les étiquettes des tourets correspondent à celles des attestations de conformité fournies par l'entrepreneur. Il doit aussi vérifier que le vérin, la pompe hydraulique et le manomètre livrés au chantier correspondent aux équipements prévus par l'entrepreneur à la partie 7.3.1 « Documents requis » du présent chapitre.

Toute pièce et tout matériau endommagés doivent être rejetés et remplacés.

Les composants du procédé de précontrainte doivent être entreposés à l'abri des intempéries, puisque leur altération peut diminuer l'efficacité de la précontrainte et, par conséquent, la performance de l'ouvrage en service. Les tourets sont généralement livrés montés sur des supports, ce qui facilite le déroulement des torons, et enveloppés pour être protégés de la pluie et des saletés.

Le succès des opérations de mise en tension de l'armature de précontrainte et de l'injection du coulis, donc de la performance de la structure en service, est largement tributaire des vérifications effectuées par le surveillant sur les pièces et les matériaux utilisés ainsi que des précautions prises pour les protéger des intempéries.

Il est recommandé d'organiser une réunion préalable à la mise en œuvre du procédé de précontrainte, regroupant les représentants de l'entrepreneur, de l'entreprise spécialisée en précontrainte et du Ministère. L'ordre du jour de cette réunion doit prévoir, entre autres, l'analyse de toutes les étapes du processus de mise en œuvre, les caractéristiques des matériaux et de l'équipement utilisés ainsi que le calendrier des travaux.

Le CCDG laisse une ouverture à ce que l'entrepreneur effectue lui-même les travaux de précontrainte, notamment dans le cadre d'un projet de moindre envergure, comme un renforcement. En revanche, ce n'est que la mise en œuvre qui est visée ici, donc les opérations d'installation des éléments, de mise en tension et d'injection du coulis. Comme mentionné précédemment, les documents nécessaires, notamment la note de calcul et les plans d'atelier, doivent toujours être préparés par l'entreprise spécialisée qui fournit les éléments de précontrainte. Cette même entreprise doit également être présente, par le biais d'un représentant, à certaines étapes des travaux qui sont précisées au CCDG.

Précontrainte extérieure

Puisque la précontrainte extérieure est une variante de la précontrainte intérieure, sa mise en œuvre (installation, mise en tension de l'armature de précontrainte et injection du coulis) doit respecter les exigences concernant la précontrainte intérieure.

Dans le cas particulier du renforcement d'une structure existante constituée de poutres en béton précontraint, l'installation de blocs d'ancrage est une opération délicate qui exige un travail soigné. En effet, lors du forage des trous nécessaires à l'insertion des barres de précontrainte, il est important de ne pas toucher aux torons situés à l'intérieur de la poutre à renforcer. L'entrepreneur doit donc les localiser le plus précisément possible et utiliser un équipement approprié pour ne pas endommager la pièce à renforcer. Précisons que les appareils de détection à ondes électromagnétiques et les radars donnent les meilleurs résultats.

Le devis spécial peut également exiger l'emploi de mèches de forage sans lames au carbure ou spécifiquement conçues pour la maçonnerie afin de ne pas endommager les barres d'armature ou les torons existants lors du forage.

Plus de détails sur le forage des trous sont mentionnés dans la section « Ancrages » du chapitre 4.

7.3.3.1 Gaines pour précontrainte intérieure

Les gaines doivent être placées avec une précision de ± 6 mm (verticalement et horizontalement) par rapport aux profils indiqués dans les plans d'atelier. Toutefois, dans le cas de la précontrainte transversale, la précision, dans le sens vertical, de l'emplacement des gaines est de ± 3 mm. Cette plus grande précision est nécessaire compte tenu de la faible épaisseur des dalles sur poutres. Des écarts peuvent entraîner l'augmentation des pertes de précontrainte par frottement et occasionner des difficultés lors de la mise en tension de l'armature de précontrainte.

Il faut solidement fixer les gaines à des supports pour qu'elles ne se déplacent pas lors du bétonnage. Ces supports, habituellement fabriqués de sections d'acier d'armature, doivent être attachés aux étriers. Il ne faut pas que l'espacement entre ces supports dépasse 600 mm pour que le profil désiré de l'armature de précontrainte soit plus facilement obtenu. Le respect de cet espacement permet également d'éviter le déplacement des gaines lors du bétonnage, dû autant à la poussée du béton lors de sa mise en place qu'à la poussée d'Archimède.

Important

Le raccordement des gaines doit être effectué au moyen de manchons, la plupart du temps constitués de sections de gaines fendues, qui sont rendus étanches par l'application d'un ruban adhésif résistant à l'humidité pour éviter que le béton et la laitance pénètre à l'intérieur des gaines. Cette précaution est très importante, compte tenu des conséquences très sérieuses de l'obstruction des gaines par le béton.

Le surveillant doit s'assurer que sont en place, d'une part, les évents, qui doivent être disposés aux extrémités des gaines et aux points hauts du profil des gaines et, d'autre part, les drains, qui doivent être disposés aux points bas du profil des gaines. Les évents au point haut des gaines doivent être installés par groupe de trois de manière à ne pas trapper de bulles d'air lors du processus d'injection, tandis que ceux aux extrémités des gaines sont individuels. Les drains servent quant à eux à évacuer l'eau et les débris qui s'accumulent à ces endroits.

Mentionnons que le conduit destiné à l'injection du coulis et l'évent d'extrémité doivent aussi être mis en place adéquatement. Dans le cas des tabliers post-contraints, les conduits d'injection aux extrémités doivent être positionnés sur la face verticale du tablier et non sur le dessus de la dalle, pour une meilleure durabilité.

Pour le cas de la précontrainte transversale, ces évents, drains ou conduits d'injection ne doivent pas être placés à l'intérieur d'un chasse-roue, d'un trottoir, d'une piste cyclable ou d'une glissière en béton pour que la durabilité de ces éléments ne soit pas réduite.

L'entrepreneur doit aussi prendre les dispositions nécessaires pour empêcher l'eau et les autres débris de s'infiltrer dans les gaines une fois celles-ci installées, et ce, jusqu'à l'injection du coulis. Pour ce faire, il est conseillé de se servir de pellicules de polyéthylène et de détourner l'eau utilisée pour la cure du tablier.

7.3.3.2 Gaines pour précontrainte extérieure

Les dispositifs permettant de raccorder les évents et les drains aux gaines doivent pouvoir résister à une pression d'injection d'au moins 1 000 kPa. Aucun perçage des gaines n'est permis lorsque les armatures de précontrainte sont à l'intérieur, car cette opération pourrait endommager les armatures.

Les gaines doivent être soutenues provisoirement au moyen de supports temporaires, qui limitent leur déformation sous le poids du coulis lors de l'injection. Ces supports sont normalement prévus aux plans.

Lorsqu'applicables, les autres informations concernant les gaines pour la précontrainte extérieure sont les mêmes que pour les gaines relatives à la précontrainte intérieure.

7.3.3.3 Mise en place de l'armature de précontrainte et des ancrages

Puisque les torons sont sensibles aux hautes températures, qui peuvent altérer leurs propriétés physiques, à la suite du traitement thermique lors du processus de fabrication, le CCDG exige que les torons soient coupés au moyen d'une meule.

L'entrepreneur doit s'assurer que les torons ne sont pas salis lors de l'installation de l'armature de précontrainte dans les gaines en évitant, notamment, tout contact des torons avec le sol. Le surveillant doit être très vigilant sur ce point, surtout parce qu'il n'est pas toujours possible de nettoyer adéquatement une armature de précontrainte une fois celle-ci dans sa gaine et qu'une armature sale nuit à l'adhérence du coulis d'injection.

L'insertion des torons dans les gaines doit se faire par tirage uniquement. Le CCDG exige que l'insertion soit faite par tirage, car la méthode par poussage, parfois utilisée, entraîne l'entremêlement des torons, ce qui complique les opérations de mise en tension.

Lorsque la méthode par tirage est employée pour l'insertion, l'entrepreneur débute généralement par l'installation d'une corde légère dans la gaine en utilisant un ballon et de l'air comprimé. Avec cette corde en place dans la gaine, il peut procéder à l'installation d'un câble de tirage. C'est ce câble qui sera fixé à un treuil pour introduire par tirage le câble de précontrainte en entier dans la gaine en une seule opération (tous les torons du câble sont tirés en même temps). Précisons qu'il est fréquent pour les entrepreneurs de fixer par soudage une plaque de tirage temporaire à l'extrémité des torons du câble pour y accrocher le câble de tirage. Cette pratique peut en général être tolérée, car la plaque de tirage est fixée à une section du câble qui ne servira que pour la mise en tension. Dans ce cas, l'entrepreneur doit toutefois éviter de souder à proximité d'une portion de câble qui sera finalement installée dans l'ouvrage, et il doit couper la section soudée à la meule une fois l'insertion terminé.

L'insertion des torons se fait avant le bétonnage, ce qui peut sembler contre-intuitif, car les câbles seront ainsi laissés exposés quelques jours dans les gaines avant de procéder à la mise en tension. Le CCDG exige toutefois cette pratique, car, même si du béton s'introduit par mégarde dans une gaine (en raison d'un mauvais joint, par exemple), il sera tout de même possible de faire la mise en tension. Si les torons ne sont pas en place et qu'une gaine se bouche lors du bétonnage, il n'est plus possible de les y insérer.

Cependant, les torons de précontrainte transversale des dalles peuvent être insérés dans les gaines après le bétonnage. Cette précontrainte n'est pas structurale, et son rôle est principalement de procurer à la dalle une meilleure durabilité. L'obstruction d'une gaine de précontrainte transversale a pour conséquence l'impossibilité d'y installer la précontrainte, ce qui n'est pas critique dans ce cas-ci. De plus, dans certains cas, comme lors de travaux en phases, il n'est pas possible d'installer la précontrainte avant que toutes les phases soient réalisées. Si la précontrainte transversale ne peut pas être installée en raison d'une gaine obstruée, le surveillant doit se référer au concepteur afin de déterminer la marche à suivre.

Les ouvertures dans les plaques d'ancrage et les plaques elles-mêmes doivent être propres pour que le fonctionnement parfait des ancrages de la précontrainte soit assuré. De plus, les plaques d'ancrage doivent être solidement fixées au coffrage pour ne pas se déplacer lors du bétonnage du tablier ou lors de la vibration du béton. Cette exigence du CCDG permet aussi d'éviter que le béton ne s'introduise dans les niches ou, pire, dans les ouvertures des ancrages, ce qui compliquerait les opérations de mise en tension de l'armature de précontrainte.

La mise en place de l'armature de frettage des ancrages doit être faite selon les indications des plans d'atelier. Celle-ci est habituellement installée en même temps que l'armature *régulière*, qui est détaillée aux bordereaux d'armature des plans de construction.

Bétonnage

Mentionnons que le bétonnage du tablier doit être conforme aux exigences du chapitre 4 « Ouvrages en béton » de ce manuel. Avant le bétonnage, le surveillant doit inspecter soigneusement toutes les gaines, sur toute leur longueur, pour s'assurer qu'aucune n'a été déformée ni déplacée au cours des opérations de ferraillage, par exemple.

De plus, des précautions doivent être prises pour que les gaines ne soient pas endommagées lors du bétonnage. Pour ce faire, et pour qu'elles ne soient ni déplacées ni déformées, le béton ne doit pas être déversé directement sur les gaines. Le surveillant doit aussi veiller à ce que la vibration du béton soit exécutée de façon très soignée, tout particulièrement près des ancrages, en raison de la concentration élevée d'armatures qui s'y trouvent, pour éviter la formation de nids de cailloux, préjudiciables au comportement de l'ouvrage. En effet, les ancrages sont soumis à des contraintes très élevées lorsque la précontrainte est active. L'utilisation d'un vibrateur de petit diamètre peut s'avérer dans ces cas un bon outil pour consolider le béton au voisinage des plaques d'ancrage.

7.3.3.4 Mise en tension de l'armature de précontrainte

Avant la mise en tension

L'entrepreneur doit procéder à la mise en tension de l'armature de précontrainte aussitôt que le béton a atteint la résistance minimale apparaissant dans les plans d'atelier. Il faut fracturer des éprouvettes témoins, maintenues dans les mêmes conditions que l'ouvrage, pour déterminer si la résistance en compression du béton est adéquate. Aussitôt celle-ci obtenue, l'application hâtive de la précontrainte permet de diminuer le plus possible la fissuration du béton au jeune âge et de s'assurer que l'intégrité de l'ouvrage est conservée.

Rappelons que le raccourcissement élastique et la cambrure de la structure doivent se faire librement pour que ne soient pas provoquées des pertes de précontrainte parasitaires lors de la mise en tension de l'armature de précontrainte. L'étaiement et les coffrages, par exemple, ne doivent pas entraver la déformation de la structure lors de cette opération. C'est d'ailleurs à cette fin que le CCDG interdit la mise en place de tirants de coffrage dans les poutres précontraintes. Le surveillant doit se référer aux articles 15.4.3.1.3 « Accessoires des coffrages » et 15.4.3.2 « Étaiement » du CCDG en ce qui a trait aux exigences pour ces éléments.

Le surveillant doit se reporter au chapitre 9 « Équipements » de ce manuel en ce qui concerne l'enlèvement des plaques de retenue des appareils à élastomère confiné après le bétonnage du tablier.

Il doit veiller à ce qu'il n'y ait aucun nid de cailloux ni vide près des ancrages; il faut prévoir au besoin des réparations avant de procéder à la mise en tension de l'armature de précontrainte.

Durant la mise en tension

Le surveillant doit s'assurer que le concepteur est sur les lieux lors de la mise en tension de l'armature de précontrainte. Cette précaution est importante, car le concepteur est la personne tout indiquée pour aider à résoudre les problèmes qui pourraient survenir lors de la mise en tension (tension ou élongation non conforme, bris de précontrainte, etc.). Précisons ici que cette exigence s'adresse au concepteur travaillant pour le compte du Ministère et non à celui qui a effectué le calcul détaillé de la précontrainte pour le compte de l'entrepreneur. Ce dernier concepteur, bien qu'il soit le plus au fait des détails de la précontrainte, est engagé par l'entrepreneur et risque donc d'être influencé dans sa décision en cas de problèmes lors de la mise en tension. Toutefois, il est conseillé de pouvoir rapidement joindre ce concepteur lors de la mise en tension.

Si une armature de précontrainte transversale est prévue dans l'ouvrage, il faut généralement la tendre avant l'armature de précontrainte longitudinale s'il n'y a pas une indication contraire dans les plans d'atelier, notamment dans le cas où les travaux sont réalisés en plus d'une phase. Cette exigence du CCDG vise l'obtention d'une meilleure efficacité de la précontrainte longitudinale, qui joue un rôle structural important. En procédant de cette manière, la précontrainte longitudinale n'est pas influencée par la mise en tension de la précontrainte transversale.

L'entrepreneur doit procéder à la mise en tension conformément aux plans d'atelier et à la procédure de précontrainte préalablement visés par le concepteur. L'ordre de mise en tension des armatures de précontrainte se fait généralement de façon symétrique pour ne pas provoquer de contraintes de construction indésirables dans l'ouvrage. Sauf exception, la mise en tension se fait aux deux extrémités de la structure, de façon non simultanée, avec un seul vérin. Cette méthode consiste à effectuer la mise en tension jusqu'à la tension exigée à partir d'une extrémité du câble, puis à reprendre la tension à partir de l'autre extrémité du même câble (le vérin est installé sur l'ancrage au bout opposé à celui d'où s'est faite la première mise en tension) et à l'augmenter jusqu'à l'atteinte de la tension exigée sur les plans. Dans ce dernier cas, on parle souvent de *lift off*.

La mise en tension de façon non simultanée est la méthode la plus couramment employée. Dans le cas de câbles ayant un ancrage passif, la mise en tension se fait par une seule extrémité. Mentionnons qu'un câble avec un ancrage passif est accessible à une seule extrémité.

Contrairement à la fabrication, en usine, de poutres en béton préfabriquées, où un seul toron à la fois est mis en tension, tous les torons d'un même câble sont mis en tension en même temps. À de rares occasions, il peut tout de même arriver que la mise en tension des câbles se fasse un seul toron à la fois, notamment lorsque l'espace disponible pour le vérin est restreint. Ce type de pratique est toutefois limité aux ouvrages de faible envergure (nombre limité de torons), car la mise en tension toron par toron implique que la note de calcul et les plans d'atelier soient tous faits en fonction de ces hypothèses et que la séquence de mise en tension détaille le procédé de mise en tension toron par toron, y compris la reprise de précontrainte nécessaire pour les premiers torons mis en tension, en vue d'uniformiser la charge de précontrainte dans le câble. Tout ceci doit être réalisé en s'assurant que, dans la note de calcul, les valeurs de perte par friction sont réalistes.

Mesure de la tension et de l'allongement

La tension appliquée à l'armature de précontrainte est mesurée à l'aide du manomètre du vérin et vérifiée par l'allongement de l'armature, car ces deux mesures sont censées avoir une relation linéaire.

La mesure de la pression au manomètre est la méthode utilisée pour contrôler le vérin lors de la mise en tension. Cette façon de mesurer la tension tire profit du fait qu'il y a une relation linéaire entre la pression hydraulique qui est appliquée sur le vérin et la force qui est générée par ce dernier. La valeur de la pression au manomètre en tant que telle ne veut rien dire; afin d'avoir une signification pour le chantier, il faut avoir au préalable établi la relation entre cette pression et la force appliquée. C'est ce que donne la procédure de précontrainte, qui avait été remise au surveillant préalablement (voir la section 7.3.1 « Documents requis »).

La relation qui prévaut entre la pression au manomètre et la force générée par le vérin est valide pour un même trio d'équipements : pompe, manomètre et vérin. Il faut donc que les trois équipements utilisés pour la mise en tension soient les mêmes que ceux identifiés à la procédure de précontrainte pour que la correspondance soit valide.

La pression au manomètre est contre-vérifiée par la mesure de l'allongement du vérin. Cette mesure permet de détecter toute anomalie qui pourrait survenir durant la mise en tension. Ainsi, un allongement mesuré qui serait plus faible que la mesure anticipée pourrait indiquer notamment un blocage du câble de précontrainte le long de son parcours à l'intérieur de la gaine, car la longueur tendue du câble ne correspondrait pas à la pleine longueur prévue. Le contraire serait également possible : un allongement mesuré plus élevé que la mesure anticipée pourrait par exemple signifier un glissement de l'ancrage au bout non tendu.

Quelle que soit l'anomalie détectée entre les valeurs au manomètre et les mesures d'allongement, les travaux doivent immédiatement être interrompus, et la cause des différences doit être identifiée et corrigée, lorsque possible, avant de reprendre la mise en tension. La présence du concepteur est cruciale lorsque survient ce type de problème, car il est notamment possible que des ajustements doivent être apportés à la méthode.

La mesure de l'allongement doit être prise avec le plus de précision possible (une précision d'environ 2 mm est jugée acceptable). Les mesures de pression au manomètre et d'allongement de chaque armature de précontrainte doivent être prises en même temps.

Au début de la mise en tension de chaque câble, il faut prendre la première lecture de pression et d'allongement, appelée « mesure de démarrage », à une tension initiale pour tenir compte du mou du câble et ne pas fausser les résultats de la mise en tension finale. Une valeur de pression initiale au manomètre est généralement indiquée sur la procédure de précontrainte; elle correspond généralement à environ 10 à 15 % de la force totale de précontrainte requise, ou à environ 1 000 psi.

La mesure de l'allongement du câble à la tension de démarrage est, bien entendu, arbitraire, car elle est dépendante du mou initialement présent dans le câble. Cette valeur de l'allongement au départ sert cependant de référence pour l'évaluation de la différence de l'allongement du câble à partir du démarrage. La valeur réelle de l'allongement du câble de la tension 0 à la tension de démarrage est calculée à la fin de la mise en tension par proportion (règle de trois), en fonction de la relation allongement/contrainte du câble, qui est linaire, puisque son acier a un comportement élastique.

Précisons que les sous-traitants en précontrainte peuvent vouloir utiliser leurs propres formulaires pour noter les pressions et les allongements. Ces formulaires font bien souvent appel à une mesure théorique pour évaluer l'allongement des câbles à la tension initiale. Le surveillant doit éviter de se servir de ces formulaires et de la valeur théorique d'allongement des câbles à la tension initiale, car cela peut le mener à sous-évaluer l'écart total mesuré pour l'allongement.

Important

La mise en tension d'une armature de précontrainte est jugée conforme lorsque les mesures de pression au manomètre et d'allongement se situent à l'intérieur d'un écart de ± 5 % par rapport aux valeurs prévues indiquées dans la procédure de précontrainte. Si l'écart est plus important, le surveillant doit suspendre les travaux.

L'entrepreneur doit alors faire accepter par le surveillant les mesures correctives qu'il propose, d'où l'importance de la présence du concepteur sur place pour accélérer la reprise des travaux. Bien qu'une friction des câbles différente de celle prévue dans les hypothèses de calcul soit l'explication la plus courante d'un écart excessif, il peut arriver que la calibration du vérin soit en cause ou que les valeurs anticipées relatives du glissement à l'ancrage à l'extrémité sans vérin soient erronées. Une erreur de la valeur du module d'élasticité de l'armature de précontrainte peut aussi s'avérer une cause possible de tout écart excessif.

Les valeurs anticipées du glissement à l'ancrage, à l'extrémité de l'armature de précontrainte où est situé le vérin, doivent être vérifiées après la mise en tension de chaque câble, car elles présentent une grande importance en ce qui a trait aux pertes de précontrainte du procédé. En effet, dans les procédés usuels de précontrainte, bien que les torons soient bloqués par le frottement des clavettes coincées sur l'ancrage, l'armature de précontrainte glisse sur une certaine distance avant d'être immobilisée.

Le glissement à l'ancrage est mesuré en marquant un toron du câble, ou la barre de précontrainte, au moyen d'un crayon-feutre et en mesurant la distance avant et après la relâche du vérin entre cette marque et l'arrière du vérin, qui constitue un point fixe. Il faut toutefois soustraire de l'allongement total mesuré le raccourcissement élastique du câble à l'intérieur du vérin, car la mesure de l'allongement s'effectue à l'arrière du vérin, alors que l'ancrage permanent du câble est en réalité situé à l'avant du vérin, contre la structure de béton.

Après la mise en tension de chaque armature, la mesure du glissement à l'ancrage d'un toron du câble ou de chaque barre doit donc être prise et comparée à la valeur indiquée dans les plans d'atelier. Si le glissement à l'ancrage mesuré s'écarte de plus de 2 mm de la valeur indiquée dans les plans d'atelier, le surveillant doit suspendre les travaux et consulter le concepteur. Cette exigence n'est pas mentionnée dans les documents contractuels, mais elle constitue la limite de ce qui est acceptable; un écart plus important pourrait signaler des problèmes d'huile ou de lubrification sur les torons.

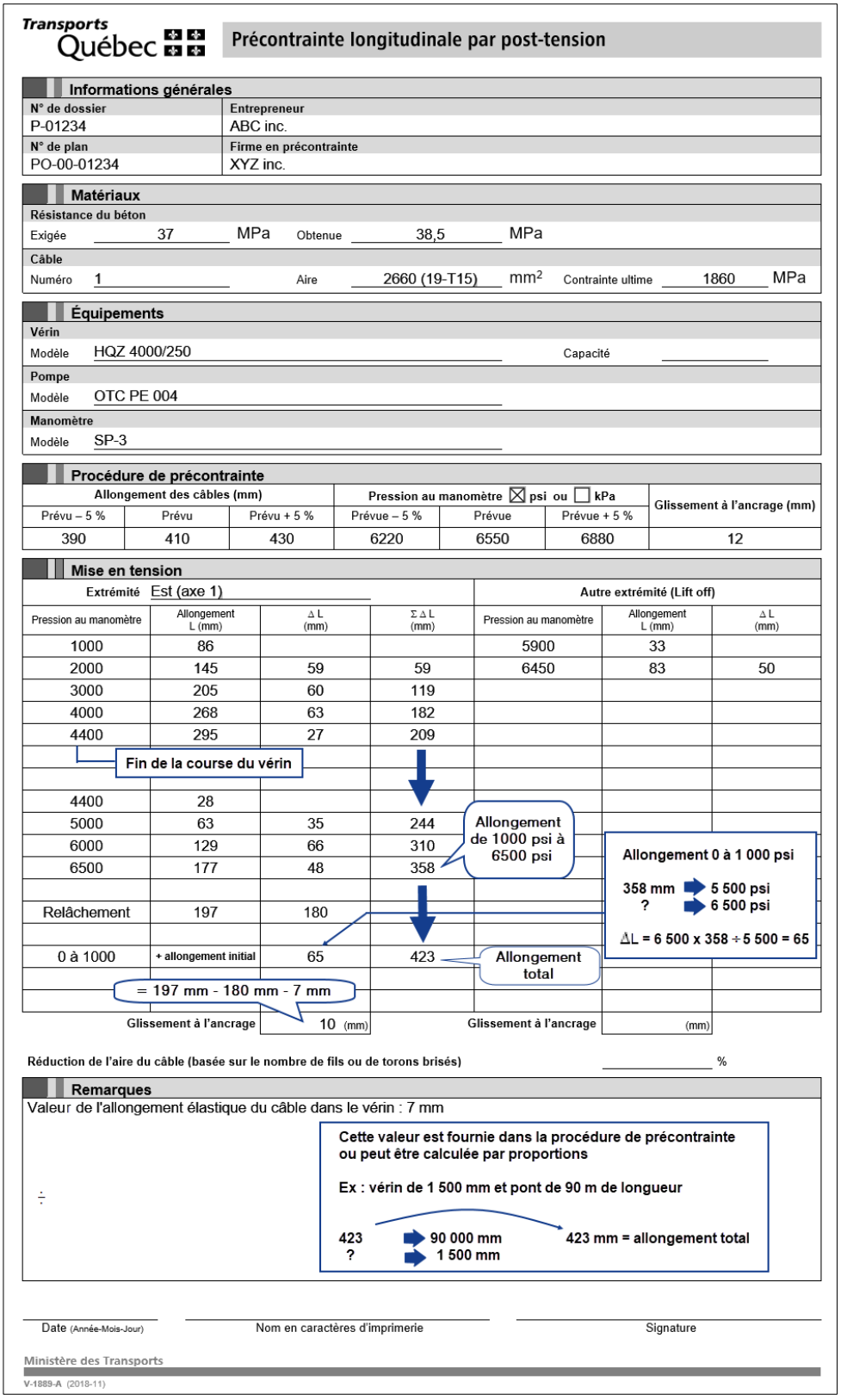
Il est important de mentionner toutefois que, dans la procédure de précontrainte, le glissement à l'ancrage n'est pas pris en compte dans la valeur visée pour l'allongement final de l'armature de précontrainte. La valeur de glissement mesurée ne doit donc pas être déduite de l'allongement total mesuré à la mise en tension. Le concepteur doit cependant tenir compte du glissement à l'ancrage dans ses hypothèses de calcul pour la force de précontrainte à long terme. Pour cette raison, il est important de valider au chantier que la valeur du glissement à l'ancrage après relâchement n'excède pas de manière trop importante ce qui était anticipé.

La pression au manomètre appliquée en chantier ne doit pas excéder l'écart de + 5 % indiqué dans la procédure de précontrainte. Si la pression dépasse cet écart, le surveillant doit arrêter la mise en tension et communiquer avec le concepteur pour la suite des opérations; le remplacement de l'armature de précontrainte peut même être envisagé. Le surveillant doit être très vigilant lors de la mise en tension, car la tension prévue est très proche de la limite d'élasticité de l'armature de précontrainte, qui, elle-même, est très proche de la tension de rupture.

Bien que l'opérateur chargé de la mise en tension des armatures de précontrainte enregistre la pression au manomètre et l'allongement de chaque armature durant la mise en tension, le surveillant doit inscrire ses propres valeurs sur les formulaires V-1889-A *Précontrainte longitudinale par post-tension* et V-1889-B *Précontrainte transversale par post-tension*, prévus à cet usage.

Des informations comme la pression prévue au manomètre et l'allongement théorique des armatures correspondantes proviennent de la procédure de précontrainte visée par le concepteur et sont fournies par le surveillant avant la mise en tension.

Les figures suivantes présentent des exemples de ces formulaires remplis. La figure 7.3-3, quant à elle, schématise la position du vérin au regard des valeurs données dans l'exemple du formulaire V--1889-A.



Transports Québec

Précontrainte longitudinale par post-tension

Informations générales

N° de dossier	Entrepreneur
P-01234	ABC inc.
N° de plan	**Firme en précontrainte**
PO-00-01234	XYZ inc.

Matériaux

Résistance du béton

Exigée 37 MPa Obtenue 38,5 MPa

Câble

Numéro 1 Aire 2660 (19-T15) mm² Contrainte ultime 1860 MPa

Équipements

Vérin

Modèle HQZ 4000/250 Capacité

Pompe

Modèle OTC PE 004

Manomètre

Modèle SP-3

Procédure de précontrainte

Allongement des câbles (mm)			Pression au manomètre ☒ psi ou ☐ kPa			Glissement à l'ancrage (mm)
Prévu – 5 %	Prévu	Prévu + 5 %	Prévue – 5 %	Prévue	Prévue + 5 %	
390	410	430	6220	6550	6880	12

Mise en tension

Extrémité Est (axe 1)

Pression au manomètre	Allongement L (mm)	Δ L (mm)	Σ Δ L (mm)	Autre extrémité (Lift off) Pression au manomètre	Allongement L (mm)	Δ L (mm)
1000	86			5900	33	
2000	145	59	59	6450	83	50
3000	205	60	119			
4000	268	63	182			
4400	295	27	209			
4400	28					
5000	63	35	244			
6000	129	66	310			
6500	177	48	358			
Relâchement	197	180				
0 à 1000	+ allongement initial	65	423			
Glissement à l'ancrage		10 (mm)		Glissement à l'ancrage		(mm)

Fin de la course du vérin

Allongement de 1000 psi à 6500 psi

Allongement 0 à 1 000 psi

358 mm → 5 500 psi
? → 6 500 psi

ΔL = 6 500 x 358 ÷ 5 500 = 65

Allongement total

= 197 mm - 180 mm - 7 mm

Réduction de l'aire du câble (basée sur le nombre de fils ou de torons brisés) ____ %

Remarques

Valeur de l'allongement élastique du câble dans le vérin : 7 mm

Cette valeur est fournie dans la procédure de précontrainte ou peut être calculée par proportions

Ex : vérin de 1 500 mm et pont de 90 m de longueur

423 → 90 000 mm
? → 1 500 mm

423 mm = allongement total

Date (Année-Mois-Jour) Nom en caractères d'imprimerie Signature

Ministère des Transports

V-1889-A (2018-11)

Figure 7.3-2 Exemple de formulaire V-1889-A « Précontrainte longitudinale par post-tension »

Notes explicatives de l'exemple du formulaire V-1889-A

Les premières sections reprennent des informations qui ont été soumises préalablement par l'entrepreneur, comme les équipements (pompe, vérin et manomètre) avec lesquels la procédure de précontrainte a été établie. Cette partie du formulaire sert à consigner l'information pour le dossier de surveillance et sert également de rappel pour le surveillant.

Dans la partie « Procédure de précontrainte », le formulaire prévoit des cases pour indiquer les valeurs correspondant à ce qui est visé en ajoutant et en soustrayant 5 %. L'écart de 5 % correspond à ce qui est jugé conforme selon le CCDG.

Mise en tension

Dans le formulaire, la première valeur de lecture au manomètre est fixée à 1 000 psi. Il s'agit d'une valeur de départ fréquente. Comme mentionné dans le manuel, il est inutile de commencer les mesures à 0, car le câble est initialement déposé sans aucune tension à l'intérieur de la gaine et, en fonction du mou à l'intérieur du câble, la valeur d'allongement associée à cette mise en tension initiale n'a pas de réelle signification, mais elle doit être notée comme valeur de départ.

À partir de 1 000 psi, des valeurs d'allongement sont notées dans le formulaire. Un incrément de 1 000 psi pour ces prises de mesures est encore une fois typique. Rappelons que la mise en tension s'effectue en appliquant une pression dans le vérin. C'est donc la valeur de pression qui contrôle le vérin. La mesure d'allongement sert à vérifier que la mise en tension est adéquate.

Le formulaire indique à la cinquième mesure une valeur d'allongement de 4 400 psi, qui n'est pas selon l'intervalle de 1 000 psi établi. Dans le cas de l'exemple, cette valeur correspond à l'allongement maximal que peut donner le vérin. Comme la valeur visée selon la procédure soumise était de 6 550 psi (± 5 %) et, ainsi, qu'il faut appliquer davantage de pression, cela signifie qu'un second tirage sera nécessaire. Il faut donc relâcher la pression du vérin, le rétracter et recommencer à tirer sur le même câble. Cependant, comme l'ancrage de la précontrainte (plaque trouée avec des clavettes) est situé entre le vérin et l'ouvrage, si on relâche la pression de 4 400 psi dans le vérin, l'ancrage se bloque et le câble de précontrainte dans l'ouvrage demeure tendu.

Précisons que, lors du relâchement du vérin, l'ancrage se bloque quasi instantanément, mais il y survient toujours un léger glissement. Ce glissement devra être mesuré à la toute fin du processus de mise en tension du câble, mais, dans le cas actuel, comme il s'agit d'un relâchement intermédiaire, il n'est pas nécessaire de le mesurer avec une marque de feutre sur le toron, puisque le vérin sera réinstallé pour le second tirage avec la même valeur de pression au départ que celle qui était présente à la fin du premier tirage.

Autrement dit, à la fin du premier tirage, lors du relâchement du vérin à 4 400 psi, le glissement d'ancrage fait en sorte que la tension dans le câble à l'intérieur de la gaine dans l'ouvrage chute légèrement. Par contre, lors du début du second tirage, la première étape sera de remonter la pression dans le vérin à 4 400 psi, ce qui ramènera par le fait même la tension dans le câble à ce qu'elle était à la fin du premier tirage.

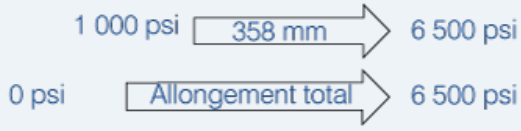
Le formulaire reprend donc pour le second tirage les mesures d'allongement à partir de 4 400 psi, en gardant l'intervalle de 1 000 psi. La valeur d'allongement initial du second tirage, notée à une pression de 4 400 psi (28 mm dans le formulaire), correspondrait en réalité à la perte d'entrée d'ancrage décrite au paragraphe précédent et au détensionnement de la longueur du câble qui est installé dans le vérin (voir l'explication de la mesure de rentrée d'ancrage à la fin de cette note). Cette valeur n'a pas été mesurée (par une marque de feutre) lors du relâchement de la tension à la fin du premier tirage, mais elle se reflète dans l'allongement initial du second tirage. Il s'agit donc encore une fois d'une valeur qui doit être notée comme valeur de départ, mais du second tirage cette fois-ci.

Les allongements sont à nouveau notés par intervalles de 1 000 psi pour le second tirage. À la fin du processus, le vérin est amené à une pression finale de 6 500 psi, qui correspond à ce qui était visé selon la procédure de précontrainte.

À 6 500 psi, la valeur de pression est conforme aux exigences, mais le surveillant doit aussi déterminer si la valeur d'allongement est conforme. Pour ce faire, il doit d'abord additionner les valeurs nettes d'allongement pour chacun des tirages, en prenant la valeur finale moins la valeur initiale. Ces valeurs d'allongement, mesurées sur le vérin lors de la mise en tension, sont respectivement de 209 mm (295 mm - 86 mm) pour le premier tirage et de 149 mm (177 mm - 28 mm) pour le second. On obtient de cette façon un total d'allongement net de 358 mm (209 mm + 149 mm) pour les deux tirages.



Cette valeur de 358 mm n'est cependant pas l'allongement total, car la première mesure d'allongement, au début de la mise en tension, avait été prise à 1 000 psi. Il faut donc, par calcul de proportion, déterminer cette valeur d'allongement total.



En faisant ces calculs, on obtient la valeur que l'on vise à déterminer, c'est-à-dire 423 mm dans le cas de l'exemple. On peut de cette manière constater que l'allongement est conforme puisqu'il se situe dans l'intervalle de 5 % visé.

Mesure de rentrée d'ancrage (glissement à l'ancrage)

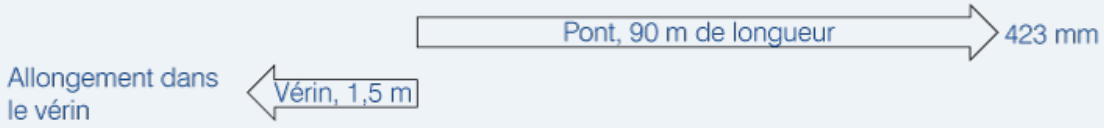
Avant de relâcher la pression sur le vérin à la fin du processus de mise en tension, le surveillant doit mesurer la valeur de la rentrée d'ancrage qui surviendra lorsque les torons et les clavettes se fixeront dans la tête d'ancrage qui est située entre l'avant du vérin et la face de l'ouvrage. Rappelons que cette mesure ne se fait qu'à la fin du dernier tirage et que, si plus d'un tirage est nécessaire, la mesure n'a pas à être prise entre les deux tirages.

Afin d'évaluer cette entrée d'ancrage, le surveillant fait une marque sur un des torons à l'arrière du vérin et choisit un point fixe (la plupart du temps le corps du vérin, à ne pas confondre avec le piston). Il mesure ensuite la distance entre ce point fixe (le corps du vérin) et sa marque, avant relâchement de la pression. Dans le cas de l'exemple, cette valeur est supposée à 197 mm.

Une fois la mesure prise, l'opérateur de la pompe relâche entièrement la pression dans le vérin, ce qui amène le câble à se fixer dans l'ancrage à l'avant du vérin (avec une perte de rentrée d'ancrage). Immédiatement après le relâchement de la tension, le surveillant reprend la même mesure de distance entre le corps du vérin et sa marque. Dans le cas de l'exemple, cette valeur est supposée à 180 mm.

La différence entre les deux valeurs, 17 mm, ne représente cependant pas que la valeur de la rentrée d'ancrage, puisque les mesures ont été prises à l'arrière du vérin. Il faut aussi considérer qu'avant le relâchement de la tension, le câble était fixé par la tête d'ancrage située à l'arrière du vérin et que la partie du câble qui est située à l'intérieur du vérin était pleinement tendue, donc allongée, et qu'elle se retrouve complètement détendue après le relâchement du vérin. Les valeurs mesurées à l'arrière du vérin incluent donc la rentrée d'ancrage et le relâchement de l'allongement élastique de la portion de câble à l'intérieur du vérin.

Pour évaluer cette dernière valeur de relâchement de l'allongement élastique, le surveillant, connaissant l'allongement total du câble pour la structure, la longueur du câble dans la structure et la longueur du vérin, peut encore une fois procéder par proportion. Dans ce cas, on peut assumer que la longueur du câble est équivalente à la longueur du pont, ce qui donne un niveau de précision suffisant. Ce calcul est fait dans l'encadré de la section « Remarques » de l'exemple du formulaire V-1889-A, et on obtient de cette façon 7 mm (arrondi au millimètre près).



Connaissant cette valeur, il est facile de déterminer que la rentrée d'ancrage à l'avant du vérin que l'on cherchait à mesurer est de 10 mm (17 mm - 7 mm). Comme cette valeur est inférieure aux 12 mm normalement considérés lors du calcul de la précontrainte, cette valeur serait acceptable.

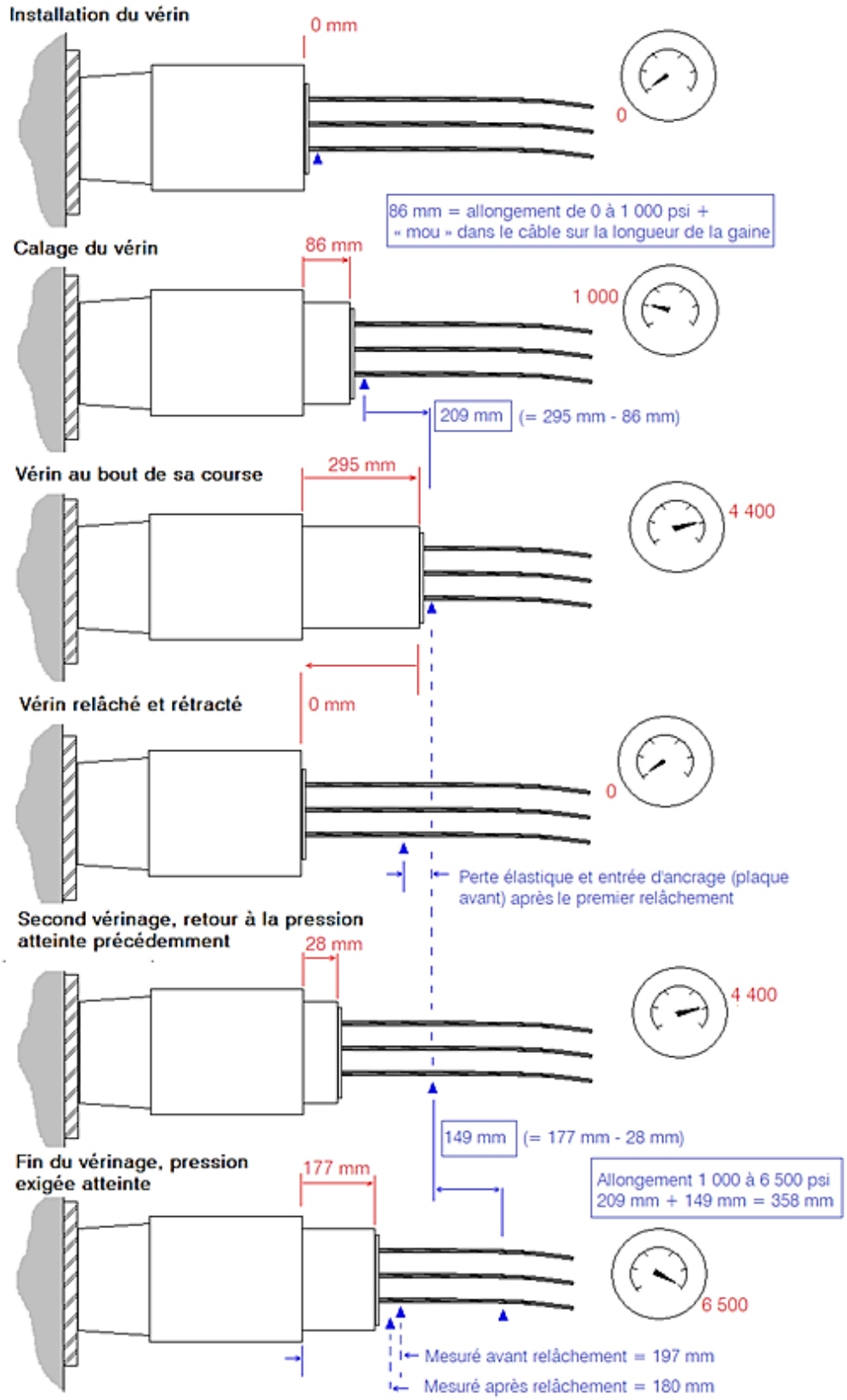
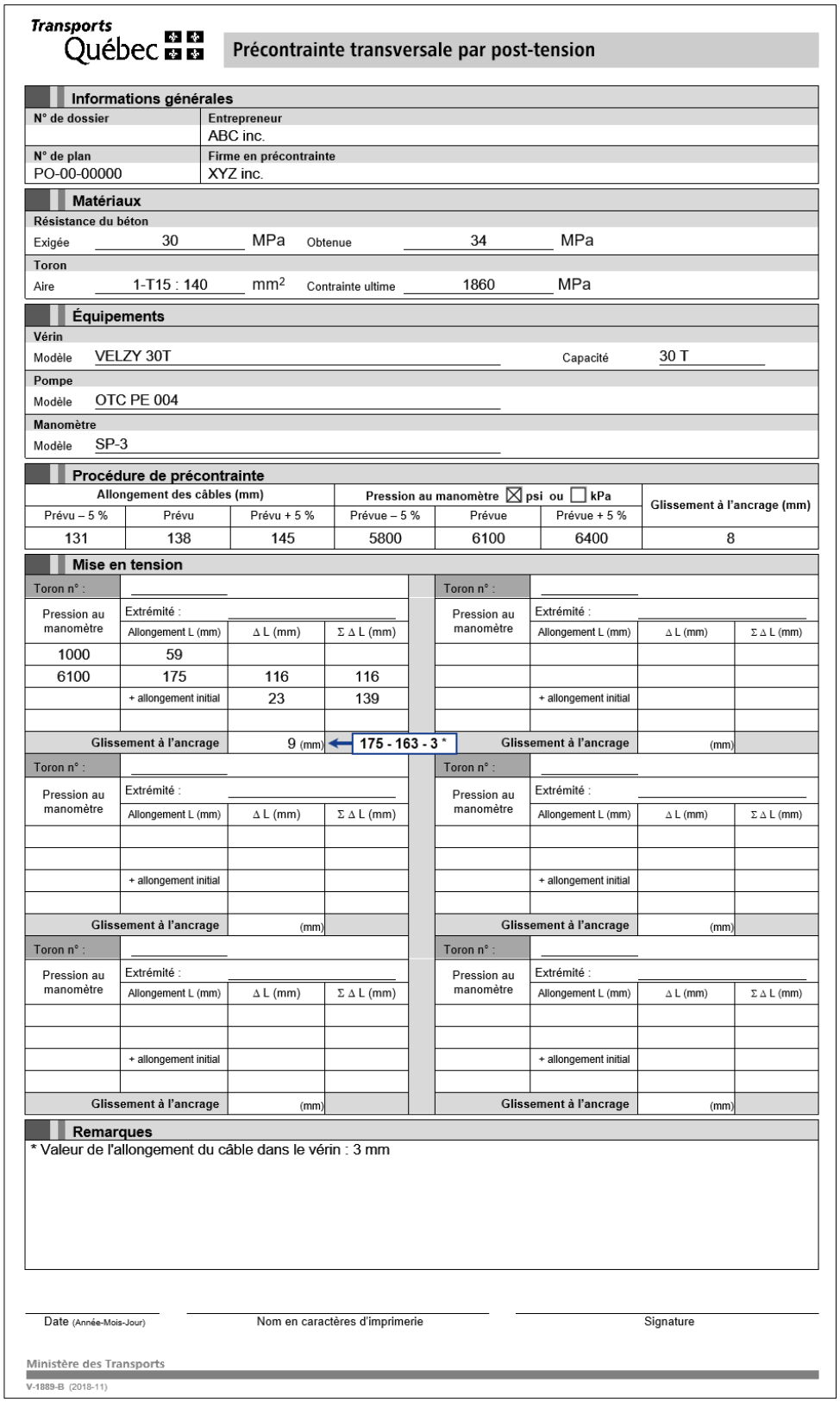


Figure 7.3-3 Note explicative de l'exemple du formulaire V-1889-A



Transports Québec

Précontrainte transversale par post-tension

Informations générales

N° de dossier	Entrepreneur
	ABC inc.
N° de plan	**Firme en précontrainte**
PO-00-00000	XYZ inc.

Matériaux

Résistance du béton

Exigée 30 MPa Obtenue 34 MPa

Toron

Aire 1-T15 : 140 mm^2 Contrainte ultime 1860 MPa

Équipements

Vérin

Modèle VELZY 30T Capacité 30 T

Pompe

Modèle OTC PE 004

Manomètre

Modèle SP-3

Procédure de précontrainte

Allongement des câbles (mm)			Pression au manomètre ☒ psi ou ☐ kPa			Glissement à l'ancrage (mm)
Prévu – 5 %	Prévu	Prévu + 5 %	Prévue – 5 %	Prévue	Prévue + 5 %	
131	138	145	5800	6100	6400	8

Mise en tension

Toron n° :				Toron n° :			
Pression au manomètre	Extrémité :			Pression au manomètre	Extrémité :		
	Allongement L (mm)	Δ L (mm)	Σ Δ L (mm)		Allongement L (mm)	Δ L (mm)	Σ Δ L (mm)
1000	59						
6100	175	116	116				
	+ allongement initial	23	139		+ allongement initial		
Glissement à l'ancrage		9 (mm)	175 - 163 - 3 *	Glissement à l'ancrage		(mm)	

Toron n° :				Toron n° :			
Pression au manomètre	Extrémité :			Pression au manomètre	Extrémité :		
	Allongement L (mm)	Δ L (mm)	Σ Δ L (mm)		Allongement L (mm)	Δ L (mm)	Σ Δ L (mm)
	+ allongement initial				+ allongement initial		
Glissement à l'ancrage		(mm)		Glissement à l'ancrage		(mm)	

Toron n° :				Toron n° :			
Pression au manomètre	Extrémité :			Pression au manomètre	Extrémité :		
	Allongement L (mm)	Δ L (mm)	Σ Δ L (mm)		Allongement L (mm)	Δ L (mm)	Σ Δ L (mm)
	+ allongement initial				+ allongement initial		
Glissement à l'ancrage		(mm)		Glissement à l'ancrage		(mm)	

Remarques

* Valeur de l'allongement du câble dans le vérin : 3 mm

Date (Année-Mois-Jour) | Nom en caractères d'imprimerie | Signature

Ministère des Transports

V-1889-B (2018-11)

Figure 7.3-4 Exemple de formulaire V-1889-B « Précontrainte transversale par post-tension »

Durant la mise en tension de l'armature de précontrainte, il faut s'assurer que personne ne se place derrière le vérin ni devant l'ancrage à l'autre extrémité du tablier, au cas où surviendraient la rupture d'un toron d'un câble ou celle d'une barre de précontrainte. En effet, le contrecoup du vérin vers l'arrière et, surtout, le toron ou la barre de précontrainte, qui peuvent se transformer en projectiles, risquent d'occasionner de graves blessures. Des mesures strictes de sécurité doivent donc être respectées en tout temps.

Armature de précontrainte défectueuse

Durant la mise en tension des câbles, un ou plusieurs fils d'un toron, voire un toron au complet, peuvent se rompre. Le CCDG spécifie qu'il faut remplacer un câble lorsque la réduction de la force de précontrainte, découlant de la rupture totale ou partielle d'un toron, dépasse l'une des trois valeurs suivantes :

- une réduction maximale de la force de précontrainte de 10 % par rapport à la force de précontrainte théorique de chaque câble. Par exemple, pour un câble constitué de 19 torons, la rupture d'au plus 1,9 toron ou 13 fils d'acier dans ce câble est acceptable. Bien que ce cas soit assez rare, c'est celui que l'on rencontre le plus fréquemment;
- une réduction maximale de 5 % de la force de précontrainte de deux câbles adjacents;
- une réduction maximale de 2 % de la force de précontrainte totale d'une poutre ou d'une âme de caisson.

Il est essentiel de rappeler l'importance de la présence du surveillant, lors de la mise en tension, qui doit noter toute rupture de toron; mentionnons qu'il est alors facile de se rendre compte d'un bris, étant donné le bruit produit par la rupture du toron affecté et son déplacement.

7.3.3.5 Injection du coulis dans les gaines

Le coulis assure non seulement l'adhérence des armatures tendues au béton environnant, mais surtout leur protection contre la corrosion.

Pour réduire les risques de corrosion, l'injection du coulis dans les gaines doit donc se faire dès que la mise en tension de l'armature de précontrainte est terminée. Cela signifie que l'injection du coulis doit se faire idéalement le jour même de la mise en tension de l'armature de précontrainte ou le lendemain. Tout retard dans l'injection du coulis doit être signifié au concepteur, qui doit informer le surveillant des mesures à prendre.

Avant de procéder à l'injection, il faut araser (couper) l'armature de précontrainte au niveau de l'ancrage. Le surveillant doit toutefois s'assurer, avant l'arasage, d'avoir validé les mesures de mise en tension et d'allongement, car il sera impossible de corriger la mise en tension une fois l'excédent de câble coupé.

L'entrepreneur doit veiller à sceller les ancrages avant l'injection du coulis pour la rendre possible. Dans le cas des câbles multitorons, il doit donc mettre en place les capots d'injection indiqués sur les plans d'atelier. Dans le cas de la précontrainte transversale des dalles, il doit sceller les ancrages au moyen de béton ou de mortier cimentaire.

Avant l'injection du coulis, l'entrepreneur doit s'assurer que les gaines sont propres et libres de tout débris ou d'eau. Pour ce faire, il doit les nettoyer au jet d'air exempt d'huile. L'air comprimé est introduit dans la gaine par l'orifice d'injection du coulis et les drains et évents sont fermés successivement, jusqu'au dernier. Une fois le dernier évent (celui situé à l'opposé de l'orifice d'injection) fermé, l'entrepreneur doit vérifier l'étanchéité de cette gaine en suivant la séquence fixée au CCDG. Le but de la vérification d'étanchéité vise à s'assurer qu'il n'y a pas de communication entre deux gaines (due par exemple à un défaut dans l'ouvrage de béton) et que les bouchons des évents et des drains sont bien étanches, ce qui pourrait nuire à la qualité d'injection dans le cas contraire.

Précisons qu'il faut effectuer ce nettoyage à l'air comprimé immédiatement ou quelques heures tout au plus avant l'injection du coulis pour s'assurer que ni eau ni débris ne se trouvent à nouveau dans les gaines.

Comme le mentionne l'article 15.4.3.8.5 « Tablier construit sur étaiement » du CCDG, l'entrepreneur ne doit pas procéder à l'injection du coulis dans les gaines si la température de l'air extérieur est inférieure à 5 °C ou s'il est possible qu'elle chute sous 5 °C dans les 48 heures suivant l'injection. Le surveillant ne doit pas se préoccuper de cette exigence du CCDG si une protection de type 4 est en place et qu'elle est toujours active au moment de l'injection, car la protection maintient la température du béton. Si une protection de type 4 n'est pas en place, mais que des thermocouples dans l'ouvrage indiquent que la température du béton est suffisamment élevée, le surveillant peut autoriser l'injection.

Le coulis d'injection doit être préparé à l'aide d'un malaxeur colloïdal et injecté au moyen d'une pompe de type vis sans fin à une pression minimale de 600 kPa et une pression maximale de 1000 kPa. Le surveillant doit noter les données du manomètre de la pompe dans le journal de chantier; la fréquence des lectures doit être plus élevée lorsque la pression a tendance à fluctuer.

L'équipement d'injection doit aussi être muni d'une grille de filtration de 5 mm d'ouverture. Cette grille est la plupart du temps placée à la sortie du réservoir de malaxage, avant la conduite qui achemine le coulis vers l'ouvrage. Le but de cette grille est d'éviter que des grumeaux de coulis mal malaxé soient acheminés dans les gaines de précontrainte dans l'ouvrage, ce qui pourrait causer une entrave à l'écoulement et potentiellement des vides.

Il faut fréquemment mesurer la température et la fluidité du coulis pour s'assurer qu'elles respectent les exigences de la norme 3901 du Ministère. La résistance à la compression du coulis doit, quant à elle, être mesurée selon les indications du CCDG, soit au moins un échantillon par quart de travail où il se fait de l'injection.

Le coulis doit être confectionné selon les spécifications du manufacturier pour qu'un mélange fluide, stable (ségrégation, ressuage) et résistant soit obtenu. Le surveillant doit s'assurer, avant le début des opérations, que la personne chargée du malaxeur est bien au fait des quantités d'eau et de poudre à utiliser pour chaque gâchée à effectuer (à vérifier sur la fiche technique du produit). Il doit, par la suite, suivre attentivement la confection de chaque gâchée de coulis. Puisque le surveillant doit aussi vérifier le cheminement du coulis dans chaque gaine, une autre personne doit être affectée à cette tâche, généralement un représentant en assurance qualité.

Tous les évents et les drains d'une gaine doivent être ouverts immédiatement avant le début de l'injection du coulis, injection qui doit être réalisée en une seule opération continue pour que les poches d'air soient le plus possible évitées dans la gaine. Le débit de production et d'injection doit permettre de réaliser l'injection de la gaine dans un délai maximal de 30 minutes. Si l'injection est interrompue dans une gaine, le surveillant doit immédiatement communiquer avec le concepteur pour s'enquérir des dispositions à prendre.

Le CCDG exige que le coulis s'écoule de façon régulière et avec la même consistance que celui sortant de la pompe (sans dilution) d'un évent ou d'un drain avant que cet évent ou ce drain soit fermé. L'objectif est évidemment d'évacuer toutes les bulles d'air et l'eau des gaines au fur et à mesure du déroulement du processus d'injection.

Dans le même but d'évacuer toutes les bulles d'air, trois évents sont disposés entre 600 mm et 1 m de distance au point haut des gaines au-dessus des piles. Lorsque le coulis arrive à la hauteur de ces évents, le CCDG exige la fermeture des évents externes avant ceux du centre. En général, il est alors préférable de fermer l'évent le plus éloigné du point d'injection, puis celui le plus près, avant de fermer celui du centre, toujours en validant que le coulis s'écoule sans bulles ni dilution avant chaque fermeture, le tout sans interrompre le processus d'injection.

L'injection se déroule ainsi, sans interruption, par la fermeture successive des drains ou des évents jusqu'au drain ou à l'évent qui se trouve à l'extrémité opposée à celle à partir de laquelle le coulis est injecté.

Une fois que le coulis s'échappe de manière régulière et sans dilution du dernier évent, une quantité additionnelle de 5 litres de coulis doit être évacuée. Si, au cours de l'évacuation de ces 5 litres supplémentaires, des bulles ressortent à travers le coulis, il faut alors recommencer à mesurer une quantité additionnelle de 5 litres de coulis.

L'entrepreneur doit prévoir un récipient pour déverser cette quantité additionnelle de coulis pour chacune des gaines injectées. Le surveillant devrait valider que ces contenants sont présents et en quantité suffisante avant d'entreprendre le processus d'injection.

Une fois les 5 litres de coulis sans dilution et sans bulles évacués pour une gaine, le dernier évent est fermé et le coulis doit alors être évacué par l'évent situé directement sur le capot d'injection qui recouvre la tête d'ancrage. Il n'est pas nécessaire d'évacuer 5 litres de coulis par le capot d'injection, mais le coulis doit s'écouler sans dilution et sans bulles d'air avant que l'évent du capot soit fermé. Ce n'est qu'à ce moment que la pression d'injection peut être relâchée dans cette gaine. En revanche, il n'est plus nécessaire à ce stade de maintenir la pression d'injection pendant une minute comme l'exigeait auparavant le CCDG.

Une fois que l'injection d'une gaine est terminée et que tous les évents sont fermés, l'entrepreneur doit soulever ces derniers pour les disposer verticalement en les attachant sur un support temporaire. Le positionnement vertical des évents devrait être fait le plus rapidement possible après leur fermeture alors que le coulis est toujours liquide, car le but de cette manœuvre est de maintenir une pression de coulis dans la gaine et permettre l'évacuation hors des gaines des bulles emprisonnées si, malgré toutes les précautions mentionnées précédemment, il en reste.

Rappelons que, dans le cas d'un tablier en béton précontraint par post-tension, l'étaiement ne doit pas être enlevé avant la mise en tension des torons ni avant que le coulis injecté dans les gaines de précontrainte ait atteint une résistance de 20 MPa. En effet, la capacité de ce type de pont est presque exclusivement fournie par les torons; le coulis, quant à lui, assure leur adhérence au béton environnant en plus de protéger contre la corrosion. Il est important d'obtenir la résistance de 20 MPa du coulis pour que cette adhérence soit efficace lors de l'enlèvement de l'étaiement.

7.3.3.6 Arasage de l'armature de précontrainte et cachetage

Après la mise en tension de l'armature de précontrainte, la partie excédentaire de celle-ci doit être coupée à la meule pour que les capots d'injection des câbles multitorons soient mis en place. Cette coupe doit donc s'effectuer avant l'injection dans les gaines.

L'enlèvement des évents et des drains ne peut se faire qu'après la prise du coulis. Mentionnons qu'il est conseillé d'attendre au moins jusqu'au lendemain de l'injection avant d'enlever les évents et les drains.

Les évents et les drains ne peuvent pas être simplement coupés et meulés à la surface du béton, car ils risquent alors de créer un chemin d'accès préférentiel pour les chlorures vers la précontrainte. Selon le CCDG, ils doivent être coupés à une profondeur minimale de 25 mm, sans toutefois excéder 50 mm. Afin de respecter ces valeurs, l'entrepreneur devra probablement installer des éléments temporaires semblables aux cônes de plastique des attaches de coffrage autour des drains et des évents à l'intérieur de la paroi du coffrage. L'empreinte laissée par l'enlèvement de cet élément temporaire devra être comblée de mortier. Une fois l'injection terminée, pour protéger les ancrages et les extrémités des câbles, une épaisseur de béton d'au moins 75 mm est mise en place sur l'armature de précontrainte, qu'il s'agisse de câbles multitorons ou monotorons, ou encore de barres de précontrainte. Cette mise en place de béton consiste en fait à combler les niches construites pour la mise en place du procédé de précontrainte. Cette opération doit être faite au plus tard 7 jours après l'injection du coulis pour que soient réduits au minimum les risques de corrosion des armatures de précontrainte et des ancrages.

Avant la mise en place du béton dans les niches, il faut préparer les surfaces comme ce qui est prévu pour les joints de coulée. L'entrepreneur doit utiliser un jet d'eau pour nettoyer toutes les surfaces de béton, tout en prenant garde de ne pas endommager les capots d'injection ou les ancrages de la précontrainte.

Mentionnons qu'il ne faut pas utiliser de mortier pour combler les niches. Cette exigence du CCDG est nécessaire compte tenu du faible niveau de durabilité de ce type de matériau. Les mortiers peuvent paraître durables à la consultation de leur fiche technique, mais leur mise en œuvre et leur application font varier leur qualité.

7.4 BÉTON PRÉCONTRAINT PRÉFABRIQUÉ

La préfabrication en usine d'éléments en béton précontraint, utilisée pour la réalisation de nombreux éléments identiques, est bien adaptée à la production de masse. L'élément que l'on trouve habituellement dans les ouvrages du Ministère est la poutre NEBT (*New England Bulb-Tee*), qui peut être fabriquée selon cinq sections différentes, mais dont la forme des semelles est toujours la même.

La précontrainte des poutres préfabriquées peut être réalisée par prétension, par post-tension ou au moyen d'une combinaison des deux modes. Cependant, dans la pratique courante au Québec, les poutres préfabriquées sont précontraintes par prétension uniquement. Les concepts de prétension et de post-tension ont été présentés dans la partie « Introduction » de ce chapitre.

7.4.1 Documents requis

L'entrepreneur doit fournir au surveillant, au moins 2 semaines avant la réunion préalable à la fabrication, les plans d'atelier et la note de calcul de la précontrainte. Ce dernier document n'est requis que lorsque les détails de précontrainte ne sont pas indiqués dans les plans. Précisons que, de façon usuelle, les plans de conception des poutres préfabriquées détaillent la précontrainte puisque celle-ci est constituée de torons uniquement et que le concepteur est donc à même de la décrire sur les plans.

L'entrepreneur doit aussi fournir les documents demandés dans le CCDG à l'article 15.7.4.1 :

- la procédure de précontrainte et l'ordre de coupe des torons;
- le plan de montage des poutres, y compris la description des contreventements et des ouvrages temporaires nécessaires pour résister aux efforts pendant le montage.

De plus, l'entrepreneur doit aussi fournir tous les documents relatifs à la fabrication qui sont demandés dans le CCDG à l'article 15.5.3.1, notamment :

- les certificats de qualification de l'usine, des soudeurs et du technicien chargé des essais sur le béton frais;
- les certificats d'étalonnage de la presse à béton utilisée à l'usine, des vérins, des pompes et des manomètres;
- le nom de l'aciérie responsable de l'armature et l'attestation de conformité de l'armature de précontrainte, la fiche descriptive acceptée du béton et la formule de mélange du mortier cimentaire qu'il désire utiliser pour le cachetage des bouts de poutres et la correction des défauts mineurs;
- la liste des personnes affectées à la fabrication et leur qualification.

Approbation des documents

Les plans d'atelier et le plan de montage doivent être signés et scellés par un ingénieur; la note de calcul de la précontrainte, la procédure de la précontrainte et l'ordre de coupe des torons doivent aussi être signés par un ingénieur.

L'entrepreneur doit respecter les exigences générales de la section 6.6 « Plans fournis par l'entrepreneur » du CCDG pour la remise de ces documents, y compris le délai minimal de 2 semaines que le Ministère s'accorde pour étudier les plans.

Tous les documents requis doivent être remis au surveillant 2 semaines avant la réunion préalable à la fabrication pour qu'ils puissent être analysés, corrigés au besoin par l'entrepreneur et visés par le concepteur avant la tenue de cette réunion. Le surveillant doit la reporter si ces documents ne sont pas tous visés pour s'assurer d'avoir tous les documents valides nécessaires à la fabrication.

Le visa est un acte par lequel le concepteur reconnaît que le plan est conforme dans ses grandes lignes aux documents contractuels. L'entrepreneur conserve cependant l'entière responsabilité de l'exactitude des détails, des dimensions et des quantités. La figure 8.1-1 du chapitre 8 « Ouvrages en acier et en aluminium » du présent manuel montre le tampon de vérification type utilisé à titre de visa.

Les certificats d'étalonnage doivent être délivrés par un laboratoire spécialisé et être datés de moins de 12 mois pour la presse à béton et de moins de 6 mois pour les autres équipements (pompe, manomètre, vérin, etc.). Ces exigences du CCDG visent à ce que l'usine de fabrication dispose d'équipements ayant une précision suffisante pour que la force de précontrainte désirée soit obtenue.

Le plan de montage, quant à lui n'a pas à être visé ni par le concepteur ni par le surveillant puisqu'il concerne des ouvrages temporaires. Le surveillant doit toutefois le vérifier de façon à s'assurer que les ouvrages qui y sont décrits semblent convenir aux fins spécifiées au CCDG et qu'ils correspondent bien aux travaux à réaliser. S'il considère que ce n'est pas le cas, il doit faire les interventions qu'il juge nécessaires auprès de l'entrepreneur. Il doit de plus s'assurer que le plan est signé et scellé par un ingénieur. Mentionnons qu'un plan adéquat inclut, pour chaque travée, au moins les points suivants :

- retenue latérale :
  - de la première poutre posée au moyen d'un dispositif relié aux unités de fondation;
  - de chaque poutre suivante au moyen de contreventements en forme de X reliés à la poutre précédente;
- retenue longitudinale :
  - de chaque poutre posée au moyen d'un dispositif relié aux unités de fondation;
- localisation correcte des contreventements temporaires :
  - de chaque poutre. Il est nécessaire que les contreventements temporaires ne soient pas en conflit avec l'emplacement des diaphragmes permanents, puisqu'ils doivent demeurer en place jusqu'à ce que le béton des diaphragmes ait une résistance d'au moins 10 MPa.

Mentionnons que la retenue longitudinale des poutres d'une travée n'est généralement pas nécessaire lorsqu'une extrémité des poutres repose sur un appareil d'appui, fixe ou mobile, à élastomère fretté sans éléments glissants, puisque ces derniers comportent généralement des plaques fixées à la fondation au moyen d'ancrages. Il peut par contre arriver qu'une retenue longitudinale soit nécessaire lorsque ces appareils sont mobiles et qu'il n'y a pas de tiges d'ancrage aux appuis. Dans ce cas, l'entrepreneur prévoit souvent l'installation de madriers entre l'extrémité des poutres et le mur garde-grève de la culée pour bloquer les poutres.

Dans le cas des ponts de plus d'une travée dont les deux appuis à la pile sont mobiles, le devis spécial permet aussi de souder entre elles les armatures de jonction sortant des extrémités des poutres au-dessus des piles pour assurer la retenue longitudinale. Les soudures doivent alors être réalisées selon les caractéristiques décrites au devis afin de ne pas causer de dommages aux poutres.

Généralement, des ferrures, ou garnitures d'insertion, sont coulées dans les poutres pour que les contreventements temporaires y soient fixés. L'emplacement des contreventements temporaires est donc déterminé par la position de ces ferrures.

7.4.2 Exigences de conception

Les plans de soumission précisent le nombre de torons droits et relevés exigé pour chaque poutre. Cependant, l'entrepreneur peut proposer un arrangement différent des torons par rapport à celui qui est indiqué aux plans. Dans ce cas, il est mentionné au CCDG que la conception doit être faite selon les exigences de la norme CSA S6 « Code canadien sur le calcul des ponts routiers ».

Si cette situation survient, le surveillant doit s'assurer que le concepteur a accepté ces changements par l'entremise d'une demande de modification technique (DMT).

7.4.3 Transport et mise en place des poutres

Le fabricant est responsable du transport et de la mise en place des poutres au chantier. Il doit faire les démarches le plus tôt possible pour obtenir un permis spécial de la Société de l'assurance automobile du Québec (SAAQ) pour le transport des poutres. Mentionnons qu'aucun permis spécial n'est délivré durant la période de dégel et qu'il est habituel de transporter un grand nombre de poutres juste avant cette période pour favoriser la poursuite des autres travaux au chantier.

Les poutres doivent être supportées et stabilisées durant le transport pour ne pas être sujettes à des contraintes pour lesquelles elles ne sont pas conçues. Il faut particulièrement soigner l'arrimage des poutres sur le camion afin de limiter les effets négatifs des sollicitations en torsion et les sollicitations dynamiques susceptibles d'augmenter ou, surtout, de diminuer les efforts dus au poids propre de l'élément. Ces sollicitations peuvent entraîner les mêmes problèmes que ceux déjà mentionnés lors de la manutention. Pour ce faire, le CCDG exige que les poutres soient appuyées uniquement à leurs extrémités, idéalement sur leur surface d'appui ou, tout au plus, à une distance n'excédant pas leur hauteur.

Le surveillant doit inspecter minutieusement les poutres livrées au chantier pour détecter de possibles dommages survenus durant le transport. S'il constate des dommages, il doit faire approuver par le concepteur la méthode de réparation proposée par le fabricant.

Lorsque les poutres livrées au chantier ne sont pas, de façon exceptionnelle, mises en place sur leurs appuis permanents, elles doivent être entreposées selon les exigences mentionnées au chapitre 5 pour l'entreposage à l'usine, ce qui peut inclure la nécessité d'effectuer un préchargement si le délai d'entreposage est prolongé.

Important

À ce sujet, précisons qu'un préchargement ne peut s'effectuer avec les poutres en place sur les appuis. Le CCDG précise en effet que seules les charges usuelles de construction peuvent être appliquées sur les poutres, avant la coulée de la dalle, alors qu'elles sont en place sur les appuis. La mise en place de blocs de béton alors que les poutres sont déposées sur les appuis rendrait la charpente instable et mettrait en danger les ouvriers. Si un entreposage en chantier est nécessaire, il doit être fait dans une aire aménagée à cet effet, sur des appuis temporaires au sol.

Le plan de montage décrivant la méthode de mise en place des poutres ainsi que l'emplacement et la capacité du matériel utilisé fait partie des documents remis par l'entrepreneur. Ce plan doit être suivi rigoureusement par l'installateur des poutres; si ce dernier veut y apporter des modifications, il doit soumettre un nouveau plan. Le surveillant doit être vigilant durant la mise en place des poutres, tout particulièrement des premières. Il ne doit pas hésiter à arrêter immédiatement les travaux si la mise en place lui semble problématique ou non conforme au plan de montage.

Mentionnons que la mise en place des poutres peut être effectuée au moyen de deux grues, ou à l'aide d'une seule grue et d'un palonnier ou, encore, avec des élingues de grande longueur. L'entrepreneur peut aussi, parfois, utiliser un pont temporaire muni d'un chariot qui permet d'y déposer une extrémité de la poutre pour pouvoir l'acheminer à l'autre appui, où une seconde grue peut la reprendre. Les équipements de manutention utilisés peuvent ainsi varier en capacité selon le site, les sols en place et le type de structure.

Une réunion préalable à la mise en place des poutres regroupant les représentants de l'entrepreneur, du fabricant et du Ministère devrait être organisée pour que tous s'assurent de bien comprendre les exigences du Ministère et les particularités du projet.

Bien que le CCDG exige que l'emplacement et l'élévation des appareils d'appui soient vérifiés par l'entrepreneur avant que ne soit entreprise la mise en place des poutres, il est recommandé que le surveillant fasse ses propres vérifications. Une vérification simple du positionnement des appareils d'appui en élastomère fretté, que le surveillant peut faire rapidement, consiste à observer si, une fois déposés en place sur le bloc d'assise, les appareils d'appui sont bien appuyés sur toute leur surface et sont au niveau dans le sens transversal et dans le sens longitudinal. Les correctifs nécessaires doivent être apportés au besoin, avant la mise en place des poutres, car avec le poids des poutres non seulement un manque d'appui sur la surface ne s'éliminera pas, mais il sera plus difficile à corriger avec les poutres en place sur les appuis.

Le surveillant peut consulter le chapitre 9 « Équipements » du présent manuel, qui présente les informations requises concernant les appareils d'appui avant, pendant et après la mise en place des poutres.

Le béton des blocs d'assise ou le coulis cimentaire sous les appareils d'appui à élastomère confiné doivent avoir une résistance à la compression d'au moins 20 MPa avant la mise en place des poutres. Cette exigence du CCDG vise à éviter que ces éléments soient endommagés.

L'entrepreneur et le surveillant doivent s'assurer, lors de la mise en place de chaque poutre, qu'il y a un contact parfait entre l'appareil d'appui et la surface d'appui de la poutre. Si ce n'est pas le cas, il faut relever immédiatement la poutre et trouver sur-le-champ la cause du problème avant de la redéposer. Il ne faut surtout pas penser que les défauts d'appui vont se corriger avec le poids de la dalle lorsqu'elle sera coulée. En réalité, la coulée de la dalle a plutôt tendance à accentuer les défauts d'appui.

Soulignons que c'est durant la phase de construction, lorsque l'ouvrage est incomplet, qu'il est le plus vulnérable. Cette vulnérabilité est encore plus grande lors de la mise en place de la première poutre tant qu'une deuxième poutre n'est pas à sa position finale. Il faut donc s'assurer que l'ouvrage demeure stable durant la construction. Ainsi, le CCDG exige que l'entrepreneur fournisse

dans le plan de montage les détails des contreventements et des ouvrages temporaires requis durant la construction; le surveillant peut se référer à la partie 7.4.1 « Documents requis » de ce chapitre pour obtenir plus de détails. Il est important que ces détails soient connus avant la fabrication des poutres, car il arrive souvent que des garnitures d'insertion (ferrures) doivent être installées lors de la fabrication pour qu'y soient fixés des contreventements temporaires.

Lors de leur mise en place, les poutres doivent être supportées par les grues tant que les contreventements temporaires prévus dans le plan de montage n'ont pas été entièrement fixés. Ce n'est qu'une fois ces contreventements efficaces que le poids des poutres peut être relâché par les grues. Il est probable que le plan de montage prévoie également la mise en place de contreventements temporaires intermédiaires (en travée). Cependant, ils peuvent en général être fixés après que la poutre a été déposée et contreventée aux appuis.

L'entrepreneur doit éviter d'utiliser des coins de bois pour bloquer les poutres aux appuis durant leur mise en place. Les pièces de bois empêchent les poutres d'allonger ou de raccourcir en fonction de la température ambiante et risquent de faire éclater les arêtes de béton de la poutre ou du bloc d'assise.

Le CCDG exige que l'entrepreneur fournisse au surveillant un avis écrit signé par un ingénieur, indiquant la conformité de la mise en place des contreventements et des ouvrages temporaires. Cet avis, qui doit être remis à la fin de chaque quart de travail, ne peut l'être que lorsque tous les contreventements temporaires sont en place, y compris ceux situés en travée. L'ingénieur, qui peut être différent de celui qui a préparé le plan de montage, doit lui-même inspecter, sans délégation possible, les poutres mises en place avant de signer son avis. Cette dernière exigence est importante, car c'est lui qui connaît le projet et qui est le plus apte à détecter toute anomalie éventuelle.

Le bétonnage de la dalle ne peut pas débuter avant que le béton des diaphragmes permanents ait une résistance d'au moins 10 MPa, ce qui donne une meilleure stabilité aux poutres lors du bétonnage de la dalle. Cela signifie donc que les diaphragmes sont coulés quelques jours avant la dalle lors d'une coulée distincte. Le CCDG établit cependant une exception à cette règle pour les diaphragmes situés aux appuis au-dessus des piles où il n'y a pas de joint de tablier. Il faut, dans ce cas, bétonner ces diaphragmes en même temps que la dalle pour éviter leur fissuration. Il y aura en effet une rotation des poutres aux appuis de part et d'autre de ces diaphragmes lors de la coulée du béton, à cause du poids de la dalle qui est ajoutée sur les poutres. La rotation des poutres pourrait donc provoquer une fissuration du diaphragme à l'appui en son centre si le béton de ce diaphragme était déjà durci lors de la coulée de la dalle.

Les contreventements temporaires doivent demeurer en place jusqu'à ce que le béton de la dalle ait atteint minimalement 70 % de sa résistance à 28 jours. Cette exigence du CCDG vise à assurer en tout temps la stabilité de l'ouvrage pendant la coulée de la dalle. Les contreventements temporaires servent également à mieux stabiliser les poutres de rive, dont les insertions au niveau des ancrages des diaphragmes permanents sont souvent fortement sollicitées lors de la coulée de la dalle. Les contreventements temporaires doivent toutefois être retirés avant la livraison de l'ouvrage.

Une fois les contreventements temporaires enlevés, l'entrepreneur doit combler les cavités laissées sur les poutres à l'aide d'un mortier cimentaire en sac. Cette exigence du CCDG vise, surtout pour les surfaces exposées comme le bas des poutres, à retarder le plus possible la pénétration des ions chlorure vers les torons. Le surveillant peut se référer à la partie 4.3.5.11 « Inspection, correction et nettoyage des surfaces » de ce manuel pour plus de détails concernant la pose du mortier, notamment sur les précautions à prendre pour éviter un débordement inesthétique du mortier autour des cavités.

PHOTOGRAPHIES

PRÉCONTRAINTE



Ancrage d'une armature de précontrainte.



Armature de précontrainte.



Touret (armature de précontrainte).



Armature de frettage.



Mise en tension des armatures de précontrainte.



Malaxeur colloïdal.



Précontrainte transversale de dalle.



Précontrainte extérieure (renforcement).



Chargement de poutres préfabriquées.



Transport d'une poutre préfabriquée.



Mise en place d'une poutre préfabriquée.



Contreventement temporaire.

CHAPITRE 8

OUVRAGES EN ACIER ET EN ALUMINIUM

TABLE DES MATIÈRES

INTRODUCTION 8-1

8.1 DOCUMENTS REQUIS 8-4

8.2 EXIGENCES DE CONCEPTION 8-15

8.3 MATÉRIAUX 8-15

8.3.1 Acier de construction 8-18

8.4 ASSURANCE DE LA QUALITÉ 8-22

8.4.1 Acier de construction 8-23

8.4.1.1 Certification de l'entreprise et qualification du personnel effectuant les soudures 8-23

8.4.1.2 Attestation de conformité 8-24

8.4.1.3 Contrôle de réception 8-24

8.4.2 Aluminium 8-25

8.4.3 Boulons, tiges d'ancrage, écrous et rondelles en acier 8-25

8.4.3.1 Attestation de conformité 8-25

8.4.3.2 Contrôle de réception 8-25

8.4.4 Attestation de conformité des goujons 8-31

8.5 FABRICATION 8-31

8.5.1 Réunion préalable 8-32

8.5.2 Découpage 8-34

8.5.3 Perçage 8-34

8.5.4 Soudures **8-35**
8.5.4.1 Assemblage des poutres 8-42
8.5.4.2 Contrôle des soudures 8-43
8.5.5 Prémontage en usine **8-46**
8.5.6 Autorisation de livraison **8-47**
8.6 MANUTENTION, TRANSPORT ET MONTAGE **8-47**
8.6.1 Joints boulonnés **8-50**
8.6.1.1 Mise en place des boulons 8-52
8.7 MODIFICATION OU RÉPARATION D'OUVRAGES EXISTANTS **8-64**
8.8 MODE DE PAIEMENT **8-65**
PHOTOGRAPHIES **8-67**

FIGURES

Figure 8.1-1 Tampon de vérification type 8-6
Figure 8.1-2 Exemple de feuille de données de procédure de soudage 8-11
Figure 8.1-3 Ligne de temps pour les travaux de charpente métallique 8-13
Figure 8.3-1 Exemple d'identification des électrodes pour le procédé SMAW 8-17
Figure 8.3-2 Exemple d'identification des électrodes pour le procédé FCAW 8-17
Figure 8.3-3 Méthode de production des filets 8-20
Figure 8.4-1 Carte de qualification d'un soudeur 8-24
Figure 8.4-2 Formulaire F312.1 « Contrôle de réception des boulons » 8-27
Figure 8.5-1 Procédé de soudage àélectrode enrobée SMAW 8-36
Figure 8.5-2 Symbole de soudage 8-37
Figure 8.6-1 Influence du serrage à bloc sur le serrage final 8-58
Figure 8.6-2 Exemple de marquage du boulon et de l'écrou pour un serrage final à 1/3 de tour 8-60

TABLEAUX

Tableau 8.3-1 Identification des boulons à haute résistance 8-21
Tableau 8.4-1 Vérification des boulons (exemple n° 1) 8-29
Tableau 8.4-2 Vérification des boulons (exemple n° 2) 8-29
Tableau 8.5-1 Symboles de soudures de base 8-38

INTRODUCTION

La construction d'un ouvrage en acier présente de nombreux avantages comparativement à celle d'un pont en béton. Parmi eux, soulignons le préassemblage, la diversité des méthodes de montage et la légèreté du système structural, qui convient bien aux sols de faible capacité.

Certaines particularités de construction en acier méritent une attention particulière tant en usine qu'en chantier. Tout d'abord, l'acier est sujet au phénomène de « fatigue », qui se manifeste dans les zones soumises à des cycles de variation de contraintes, générant de la traction dans la pièce, ce qui la rend vulnérable à la fissuration, particulièrement au voisinage de certains détails propices aux concentrations de contrainte. Le concepteur doit en tenir compte dans sa conception. Mais cela doit également être vérifié pendant les travaux, car des dommages parfois anodins peuvent induire une singularité propice aux concentrations de contrainte non prévues par le concepteur. Les travaux de soudage ou de coupage en chantier ainsi que les travaux de démolition peuvent endommager les pièces d'acier et nécessiter des réparations. Il est donc primordial que le surveillant inspecte régulièrement et attentivement l'état de la charpente à la suite de ces travaux.

L'expression « ouvrage en acier et en aluminium » du *Cahier des charges et devis généraux – Infrastructures routières – Construction et réparation* (CCDG) inclut tout type d'ouvrage réalisé en tout ou en partie avec de l'acier de construction ou de l'aluminium, comme les tabliers de pont, les murs de soutènement et les quais. Elle désigne aussi tout élément en acier, tels les pieux, les appareils d'appui, les joints de tablier, les dispositifs de retenue, les drains, les drains d'interface et les éléments en acier des murs.

Mentionnons que ce chapitre ne traite pas des structures de signalisation ou d'éclairage, même si elles sont en acier ou en aluminium, bien que plusieurs notions s'appliquent.

Il faut bien comprendre la particularité de la fabrication et du montage des ouvrages en acier. De façon générale, les divers éléments d'une structure peuvent être regroupés en trois catégories :

- poutres principales (y compris les contreventements de ponts courbes, les membrures principales tendues (MPT) et les membrures à résistance critique à la rupture (MRCR));
- contreventements (verticaux et horizontaux) et diaphragmes;
- autres : joints, drains, appareils d'appui, glissières, garde-corps, etc.

Le rôle du surveillant relativement aux travaux de fabrication en usine d'éléments de charpente en acier consiste tout d'abord à mandater la Direction du contrôle de la qualité des matériaux (DCQM) du Ministère (par l'entremise du chargé d'activité du Ministère pour un surveillant employé par un prestataire de services) pour qu'elle en fasse le suivi technique en usine.

Le CCDG exige que le surveillant organise et préside la réunion préalable à la fabrication des poutres principales. Il doit aussi effectuer le suivi des communications après l'envoi de mémos (notes) de chantier par le laboratoire indépendant mandaté par la DCQM. En effet, ce laboratoire agit comme le représentant du surveillant en usine.

Bien que la gestion des documents relatifs à l'assurance de la qualité et au contrôle des travaux effectués en usine soit assurée par le mandataire de la DCQM, le surveillant doit veiller à ce que les documents mentionnés dans les articles 8.1 « Documents requis » et 8.2 « Exigences de conception » du présent chapitre soient conformes aux exigences.

Pour ce qui est de la fabrication des contreventements et des diaphragmes de ponts droits, la réunion préalable à leur fabrication n'est pas obligatoire, mais le surveillant doit tout de même demander qu'un laboratoire soit mandaté par la DCQM pour suivre les travaux en usine.

Pour ce qui est des travaux impliquant la fabrication d'appareils d'appui, de joints de tablier, de dispositifs de retenue ainsi que de drains, le surveillant doit en informer la DCQM pour qu'elle assure une présence en usine sous la forme d'audits. Il doit aussi informer la DCQM de toute anomalie qu'il pourrait déceler sur ces produits afin qu'elle augmente au besoin son contrôle.

Étant donné que le surveillant assume seul le suivi des travaux réalisés au chantier, l'essentiel de ce chapitre y est consacré. En plus d'être responsable des documents relatifs aux opérations de soudage effectuées au chantier et du suivi de ces dernières, il doit être vigilant lors du perçage, de la manutention, du transport et du montage des pièces métalliques.

Une partie de ce chapitre est consacrée à la modification et à la réparation d'un ouvrage en acier. La réalisation de ce genre de travaux est particulièrement délicate, compte tenu du maintien de la circulation, souvent exigé, et de la séquence des travaux, parfois très complexe.

Les travaux relatifs à un ouvrage en acier réalisés au chantier sont généralement exécutés par un sous-traitant spécialisé dans ce domaine. Une rencontre de tous les intervenants, avant le début des travaux, doit être organisée pour que les exigences du Ministère et les particularités du projet soient bien comprises de tous. Cette rencontre peut avoir lieu au cours d'une réunion de chantier, par exemple.

Il est important de mentionner que, puisque ce chapitre traite des principales notions relatives à la construction d'un ouvrage en acier (poutres), certaines notions d'application moins courantes peuvent ne pas y être couvertes. Au besoin, le surveillant doit alors se référer à des documents appropriés. Ces documents peuvent être d'une grande aide pour la gestion des problèmes susceptibles de survenir au chantier. S'il n'y trouve pas de réponse, le surveillant doit consulter le concepteur ou l'équipe du module surveillance de la Direction générale des structures (DGS).

Une section « Photographies » est incluse à la fin du présent chapitre pour illustrer certaines notions ou certains éléments présentés ci-après.

Documents de base à consulter par ordre de priorité

Addendas, plans et devis

Ces documents regroupent les exigences particulières au projet et modifient les exigences du CCDG et des autres normes.

CCDG

Ce document regroupe les exigences contractuelles standards du Ministère. Certaines exigences peuvent modifier celles des normes.

Norme CSA S6

Le chapitre 10 « Ouvrages en acier » de cette norme définit les caractéristiques des matériaux, les exigences de durabilité et les critères de conception. Une section du même chapitre présente des exigences de construction concernant les documents requis pour la fabrication et le montage de l'ouvrage en acier ainsi que la définition de la méthode de boulonnage prescrite pour les projets du Ministère. À moins d'une indication contraire dans les documents contractuels, cette norme doit être respectée;

Norme CSA W59 « Constructions soudées en acier (soudage à l'arc) »

Cette norme présente les exigences concernant la conception des assemblages soudés, les matériaux d'apport selon les procédés de soudage, l'exécution et les techniques de soudage, l'examen non destructif des soudures, le renforcement et la réparation des structures existantes ainsi que les ouvrages sollicités sous les charges statiques et cycliques. Précisons que, dans le cas des ouvrages d'art, il faudra faire référence aux structures sous charges cycliques et non statiques.

8.1 DOCUMENTS REQUIS

L'entrepreneur doit respecter les exigences générales de l'article 6.6 « Plans fournis par l'entrepreneur » du CCDG pour la remise des plans d'atelier de l'ouvrage en acier, des plans du système de support pour le transport des poutres ainsi que des procédures et plans de montage (contreventements et ouvrages temporaires). Ces exigences incluent les délais minimaux que le Ministère s'accorde pour étudier les plans.

Plans d'atelier de l'ouvrage en acier

Le CCDG exige que l'entrepreneur fournisse au surveillant les plans d'atelier de l'ouvrage en acier ou en aluminium.

Les plans d'atelier doivent être soumis au moins 14 jours avant de tenir la réunion préalable à la fabrication, et cette dernière doit être tenue entre 7 et 30 jours avant le début de la fabrication. Ils doivent aussi contenir les renseignements suivants :

- les détails des joints de chantier des poutres principales prévus ou modifiés par l'entrepreneur et leur emplacement;
- les détails de fabrication de chaque pièce;
- les détails de soudage, notamment le numéro de feuille de données de la procédure de soudage et le type de contrôle non destructif des soudures;
- les mentions *Poutre principale*, *Membrure à résistance critique à la rupture* (MRCR) ou *Membrure principale tendue* (MPT) lorsque cela s'applique. Dans ces cas, les numéros de coulée et d'essai Charpy doivent être fournis après la fabrication.

Le cas des poutres principales est particulier. Elles sont classées en deux catégories distinctes dans la norme CSA S6 « Code canadien sur le calcul des ponts routiers », soit en membrures à résistance critique à la rupture (MRCR) et en membrures principales tendues (MPT). En raison des exigences thermiques et énergétiques pour l'essai de résilience Charpy, le CCDG exige que soient fournis les numéros de coulées des aciers qui entrent dans la fabrication de ces éléments. Dans le cas des MRCR, les numéros de coulées des plaques ayant été utilisées lors de la production doivent également être fournis. Les plans d'atelier TQC doivent clairement en porter la mention. La norme CSA S6 définit ces éléments comme suit :

- **Membrure à résistance critique à la rupture**

  Membrure ou partie de membrure, y compris les assemblages, dans un ouvrage sans redondance structurale, soumise à une contrainte de traction et dont la rupture peut entraîner l'effondrement de l'ouvrage.

- **Membrure principale tendue**

  Membrure principale ou élément d'une membrure principale faisant partie d'un ouvrage qui a une redondance structurale et qui est sollicité par des contraintes de traction. Si l'élément en question subit une rupture, une certaine redistribution se produit dans le reste de l'ouvrage sans risque d'effondrement de l'ensemble.

La distinction principale entre ces deux types de membrures est le principe de redondance structurale, c'est-à-dire la possibilité de reprise des efforts ou de stabilité par d'autres éléments voisins en cas de défaillance. Les semelles tendues des poutres ainsi que les contreventements et diaphragmes des ponts courbes sont considérés comme des membrures principales tendues, sauf dans le cas d'un pont à seulement deux poutres.

Lorsque l'entrepreneur désire modifier l'emplacement d'un joint de chantier de poutres principales prévu aux plans ou ajouter un joint de chantier non prévu dans les plans, il doit présenter sa note de calcul et les détails de ces joints au surveillant et attendre son approbation avant de commencer la préparation des plans d'atelier.

Cette précaution vise à ce qu'il ne soit pas obligé de refaire les plans d'atelier si le concepteur refuse le joint tel que l'entrepreneur l'a demandé. Le surveillant doit s'assurer que les documents montrant les détails des joints sont signés et scellés par un ingénieur et que la note de calcul est également signée par un ingénieur. Le surveillant doit transmettre ce document au concepteur pour commentaires. Si le concepteur accepte ce joint, l'entrepreneur prépare les plans d'atelier de l'ouvrage en acier tout en précisant les détails et l'emplacement du joint.

Dans le cas d'un pont de portée importante et présentant un fort biais ($>$ 20°), le concepteur peut imposer une méthode de production des plans d'atelier et de montage. Ces exigences doivent apparaître dans les plans et devis. Cependant, il est primordial de discuter de ce point lors de la réunion de démarrage du projet, car des choix très importants doivent être discutés entre le concepteur, le fabricant et le monteur de la charpente. Il est très important d'avoir la participation de ces trois intervenants à cette discussion. La particularité de ce type de pont réside dans les écarts de déflexion, mesurés perpendiculairement au tablier entre chacune des poutres et à toutes les étapes du montage. Ces écarts forceront les poutres à s'incliner progressivement à chaque étape de construction. Cela signifie qu'en raison de cette inclinaison, les semelles supérieures, aux extrémités des poutres, s'éloigneront des garde-grèves. Une légère torsion des poutres sera donc inévitable.

Pour minimiser ce phénomène, deux possibilités peuvent être envisagées : 1) augmenter la rigidité du tablier pour diminuer les écarts de déflexion; 2) minimiser les effets de ces déflexions. La première possibilité est tributaire des choix de conception, qui sont basés sur des considérations économiques (poids supplémentaires contre facilité de montage). Dans le cas de la seconde option, il faut choisir l'une des trois méthodes de réalisation des plans d'atelier des contreventements et diaphragmes.

Selon ces trois méthodes, les poutres sont dessinées et produites selon une géométrie prenant en compte la cambrure totale sous les charges permanentes indiquée aux plans et devis. Pour plus amples informations, se référer au *Skewed and Curved Steel I-Girder Bridge Fit*, publié par l'AISC (American Institut of Steel Construction).

- **Fabrication sans charge (*no-load fit*)**

  Les contreventements et diaphragmes sont dessinés et produits selon une géométrie qui prend en compte la cambrure totale indiquée aux plans et devis. Une fois la charpente érigée à sa position finale, les poutres sont légèrement inclinées. La tolérance recommandée sur l'inclinaison des poutres est de l'ordre de 0,6° (1 %) sous le poids propre de la charpente seule. L'ajout des autres charges de construction accentuera leur inclinaison.

– **Fabrication sous poids propre (*steel-load-fit*)**

  Les contreventements et diaphragmes sont dessinés et produits en fonction des déflexions des poutres causées par le poids propre de la charpente. Une fois la charpente érigée à sa position finale, les poutres sont verticales. L'ajout des autres charges permanentes entraînera l'inclinaison des poutres en s'éloignant du garde-grève. Cette option est celle qui est généralement recommandée dans la littérature.

– **Fabrication sous poids total (*total-load-fit*)**

  Les contreventements et diaphragmes sont dessinés et produits en fonction de la géométrie finale anticipée de la charpente sous la totalité des charges permanentes. Une fois la charpente érigée, les poutres s'inclineront vers le garde-grève (inclinaison contraire). L'ajout des autres charges permanentes positionnera les poutres près de la verticale. Cette méthode de montage est beaucoup plus complexe et doit être évaluée attentivement par le surveillant. Il faut aussi prendre en compte que le tablier complet subira une légère torsion lors du montage. Chacune des poutres doit donc être préalablement inclinée lors de l'assemblage. Une autre option consiste à installer les diaphragmes aux appuis, et à ne couler la portion de la dalle de béton au-dessus de ces derniers qu'après le bétonnage de la dalle du reste du tablier.

Si les plans et devis ne prescrivent aucune méthode particulière, le choix revient à l'entrepreneur, et, dans la grande majorité des cas, il choisit une des deux premières méthodes de fabrication. Quelle qu'elle soit, le surveillant doit en informer le concepteur et lui demander de déterminer l'impact de cette dernière sur la charpente et sur les appareils d'appui.

Approbation des documents

Les plans d'atelier doivent être signés et scellés par un ingénieur.

Le surveillant doit faire viser par le concepteur les plans d'atelier de l'ouvrage et la note de calcul des joints de chantier des poutres principales non montrés aux plans de soumission; les documents visés sont ensuite retournés au surveillant. Par cet acte, le concepteur reconnaît que les documents visés sont conformes dans leurs grandes lignes aux documents contractuels; l'entrepreneur conserve cependant l'entière responsabilité de l'exactitude des détails, des dimensions et des quantités. Il conserve également l'entière responsabilité de la conception des joints de chantier des poutres principales non montrés aux plans. La figure 8.1-1 présente un exemple de tampon de vérification.



Figure 8.1-1 Tampon de vérification type

La fabrication d'un ouvrage en acier ne doit pas commencer avant que les plans d'atelier aient été approuvés.

Dans le cas d'un ouvrage existant, il est très important que l'entrepreneur vérifie sur les lieux les dimensions des éléments indiqués aux plans. Si le surveillant reçoit des plans d'atelier sans que cette vérification ait été faite, les plans visés doivent être retournés à l'entrepreneur avec la mention *Dimensions à vérifier au chantier*.

Dans certains projets de réparation d'une structure existante, il peut être impossible de produire les plans d'atelier définitifs avant que les travaux commencent, surtout lorsque les pièces existantes doivent servir de gabarit à la fabrication des nouvelles pièces. Dans ce cas, les plans d'atelier peuvent être produits pendant les travaux ou même après. Une entente doit cependant être prise avec le représentant du Ministère. Des rappels doivent souvent être faits auprès de l'entrepreneur.

Une fois la fabrication terminée, l'entrepreneur doit soumettre à nouveau les plans d'atelier sur lesquels est inscrit le numéro de coulée de chacune des pièces entrant dans la fabrication des membrures citées dans le CCDG (poutre principale, MRCR et MPT). Cette exigence est due au fait que le marquage des pièces en usine disparaît en raison de leur nettoyage et de l'application du revêtement anticorrosion. Ces plans « tel que construit » seront la source de référence en cas de problème éventuel dans la vie du pont et permettront de minimiser le nombre d'essais à faire.

Procédures et plans de montage

Le CCDG exige que l'entrepreneur fournisse au surveillant la procédure de montage de l'ouvrage en acier de même que les plans et les calculs du procédé de montage. Ces documents doivent être préparés en conformité avec les exigences du CCDG. La procédure de montage doit inclure les détails concernant les ouvrages temporaires ainsi que les méthodes de manipulation des poutres.

L'entrepreneur doit vérifier les efforts et procéder aux calculs démontrant que l'ouvrage sera stable et que la procédure de montage ne causera pas de contrainte menant à la plastification des poutres (limite de 0,9 F_y). Bien que le concepteur ait plusieurs vérifications à faire en prévision du montage de la charpente, il ne peut connaître avec exactitude la méthode prévue par l'entrepreneur ni ses équipements. Il doit faire particulièrement attention aux poutres principales transportées en position horizontale, puisqu'elles devront être remises en position verticale.

C'est le cas, notamment, de la méthode de levage dite de *basket*, c'est-à-dire par une courroie simplement enroulée autour de la poutre. Selon cette méthode, rien n'empêche la poutre de tourner dans ce « panier », de se retrouver en flexion selon l'axe faible et ainsi d'engendrer la plastification ou la ruine de la poutre.

La procédure de montage doit exposer clairement la méthode de travail proposée pour la mise en place des composants, y compris la séquence de montage, les poids et les points de levage des membrures ainsi que l'emplacement et la capacité de levage des grues utilisées. Elle doit décrire et présenter l'emplacement et les vues détaillées des contreventements et des ouvrages temporaires utilisés au cours de la construction. Si c'est requis, l'entrepreneur doit présenter des calculs démontrant que les membrures permanentes et les appuis ne subiront pas de surcharge au cours du montage. Les plans et les calculs du procédé de montage doivent inclure les contreventements et les ouvrages temporaires décrits au CCDG.

Les plans de montage doivent présenter un schéma de la procédure de montage et indiquer les principales dimensions du pont, les marques des pièces (poutres principales, plaques couvre-joints, contreventements, diaphragmes, etc.), les exigences de soudage au chantier, y compris le numéro de la feuille de données, les dimensions et les types de boulons ainsi que les critères d'installation des boulons.

Soulignons que c'est durant la phase de construction, lorsque l'ouvrage est incomplet, qu'il est le plus vulnérable. Cette vulnérabilité est encore plus grande au moment où la première poutre est mise en place tant qu'une deuxième poutre n'est pas à sa position finale et contreventée à la première. L'ouvrage devant demeurer stable durant la construction, le CCDG exige que l'entrepreneur fournisse les plans des contreventements et des ouvrages temporaires au moins 2 semaines avant les travaux.

La description du procédé visant à assurer la stabilité du pont lors du remplacement d'une poutre principale, d'une entretoise, d'une membrure ou des éléments de poutres triangulées d'un ouvrage en acier doit faire partie des plans et calculs du procédé de montage mentionné précédemment.

La procédure et les plans de montage doivent être signés et scellés par un ingénieur, puis transmis au concepteur pour commentaires. Le surveillant et le concepteur doivent vérifier ces documents de façon à s'assurer que les renseignements qui y apparaissent semblent convenir aux exigences spécifiées dans les documents contractuels. Si ce n'est pas le cas, ils doivent faire les interventions qu'ils jugent nécessaires auprès de l'entrepreneur.

Procédures de boulonnage

Lorsque la procédure de boulonnage concerne des joints de chantier de poutres principales, elle doit être remise au surveillant au moins 7 jours avant la réunion préalable au boulonnage.

Dans les autres cas, elle doit être remise au surveillant au moins 7 jours avant le début des travaux de boulonnage. Cette procédure doit décrire la méthode et les équipements employés en chantier pour chacune des étapes de l'installation des boulons.

Elle doit également présenter la méthode d'ajustement des sections de poutres et la séquence de mise en place et de serrage des boulons. L'utilisation de chevilles d'assemblage ainsi que la méthode de serrage dite « du tour de l'écrou » doivent figurer dans cette procédure. De plus, elle doit inclure le certificat d'étalonnage (datant de moins de 12 mois) de l'appareil servant à mesurer la tension des boulons. Cette exigence du CCDG est due au fait que cette procédure sera utilisée lors de la vérification de la tension minimale au moyen d'un tensiomètre et lors de l'installation des boulons. Cette procédure doit être signée par un ingénieur.

Documents divers

Le CCDG exige que l'entrepreneur fournisse au surveillant, 7 jours avant le début de la fabrication et des travaux de soudage réalisés au chantier (14 jours avant le transport des poutres pour les documents relatifs au transport), les documents suivants :

– **l'échéancier de fabrication**, qui facilite la planification des besoins en surveillance;

- **la liste et les cartes de qualification des personnes affectées à la fabrication et à l'inspection** de l'ouvrage en acier : ingénieur en soudage, inspecteurs en soudage, superviseurs en soudage, soudeurs, pointeurs, opérateurs de machine à souder et responsables du contrôle de la qualité. Les inspecteurs doivent être certifiés selon les exigences de la norme CGSB-48.9712 « Non-destructive testing – Qualification and certification of NDT personnel ». Les soudeurs et les superviseurs doivent être qualifiés selon les exigences de la norme CSA W.47.1 « Certification des compagnies de soudage par fusion de l'acier ». Ces cartes de qualification sont délivrées par le Bureau canadien de soudage et doivent être vérifiées par le surveillant avant le début des travaux au chantier.

  Dans le cas des drains, des drains d'interface et des soudures d'étanchéité des joints d'assemblage boulonnés des joints de tablier, l'inspecteur en soudage peut être remplacé par un superviseur en soudage pour les inspections visuelles seulement;

- **le certificat de qualification** de l'entreprise chargée des travaux de soudage. Ce document est délivré par le Bureau canadien de soudage, et la certification doit être maintenue pendant toute la durée des travaux;

- **le nom du laboratoire** d'inspection en soudage chargé d'effectuer les examens non destructifs des soudures pour le compte de l'entrepreneur.

  Le laboratoire chargé d'effectuer les examens non destructifs des soudures doit être certifié par le Bureau canadien de soudage selon les exigences de la norme CSA W178.1 « Qualification des organismes d'inspection en soudage ». Le surveillant peut vérifier sur le site Web du Bureau canadien de soudage[1] si le laboratoire proposé par l'entrepreneur est certifié pour la catégorie de produits inspectés et pour les différentes méthodes d'examens utilisées. Le surveillant peut transmettre ces documents au concepteur pour information;

- **les procédures de soudage**, y compris celui des goujons et celui lié aux corrections et aux réparations.

Le CCDG exige également que l'entrepreneur fournisse au surveillant les procédures de soudage pertinentes, y compris les feuilles de données approuvées par le Bureau canadien de soudage, autant pour la réalisation des soudures que pour d'éventuelles réparations à celles-ci. Ces documents sont préparés par un ingénieur qualifié possédant des connaissances approfondies en métallurgie.

Une procédure de soudage décrit la méthode de travail que doit suivre le soudeur afin de réaliser un assemblage soudé qui répond aux exigences formulées dans les normes. Habituellement, elle est établie pour chaque procédé de soudage et contient les renseignements suivants :

- le domaine d'application;
- les normes applicables;
- le procédé de soudage et son mode d'application;
- la nuance du métal de base;
- la classification du métal d'apport;
- la position de soudage;
- le préchauffage et le postchauffage;

[1] www.cwbgroup.org

- les détails sur la préparation des joints;
- la préparation de surface du métal de base;
- les feuilles de données associées à la procédure de soudage;
- l'approbation de l'ingénieur du fabricant et le sceau du Bureau canadien de soudage.

Les feuilles de données du mode opératoire de soudage (FDMOS) détaillent l'information technique particulière requise lors du soudage de chaque joint, pour une gamme d'épaisseurs donnée. Une feuille de données contient beaucoup de renseignements, notamment :

- les caractéristiques du métal de base;
- le type et le diamètre de l'électrode;
- la procédure de soudage;
- le type de courant et la vitesse de soudage;
- la position de soudage;
- les détails de préchauffage;
- la préparation des pièces à assembler selon le symbole de soudage;
- le nombre de passes et leur emplacement dans le cas de soudures multipasses.

La figure 8.1-2 présente un exemple de feuille de données.

Les procédures de soudage et les feuilles de données n'ont à être visées ni par le surveillant ni par le concepteur, puisqu'elles ont été approuvées par le Bureau canadien de soudage. Cependant, le surveillant doit les vérifier de façon à s'assurer que les informations qui y apparaissent semblent convenir aux exigences spécifiées dans les documents contractuels. Ne pas hésiter à contacter la DCQM ou la DGS pour l'interprétation et l'acceptabilité des procédures soumises. Si ces dernières ne conviennent pas aux travaux à réaliser, il doit faire les interventions qu'il juge nécessaires auprès de l'entrepreneur. Il doit de plus s'assurer que les documents sont signés par un ingénieur et approuvés par le Bureau canadien de soudage.

FEUILLE DE DONNÉES DE SOUDAGE (FDMOS)

Nom du fabricant

FDMOS no.: F2-1
Rev: 4
Date: 22/06/2023
Ref. SMOS: FCAW-ACIER
Normes directrices: CSA W47.1 CSA W59
Joint Préqualifié No.: B-U4a-FC

MÉTAL DE BASE : **ENROBAGE :** Non

CSA G40.21: Nuance 350 WT & 350 AT
ASTM: A709 50S, 50, 50W, A588, A992, A572 Nuance 50
Résilience minimum de 27 joules @ -30°C

ÉPAISSEUR: 13mm (1/2'') À ILLIMITÉS

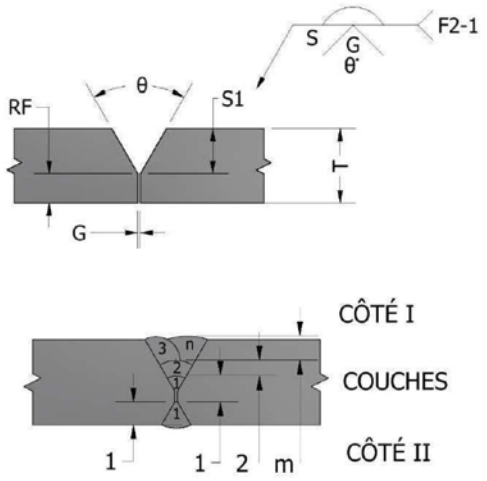
MÉTAL D'APPORT/CLASSIFICATION :

CSA W48-18:E491T1-M20A3-CS1-H4
AWS A5.18: E71T-9C-H4, E71T-9M-H4

PROCÉDÉ: **FCAW**

POSITION:	F, V, OH
Mode d'application:	SEMI-AUTOMATIQUE
Fil:	LA T-91 LF Blueshield (USA)
Gaz de protection:	AR + 15% C02
Débit de Gaz:	35 CFH
Longueur libre du fil:	13-20 mm
Type d'assemblage:	BOUT À BOUT
Pénétration:	COMPLÈTE
Gorge Efficace:	ETT = T
Temp. de préchauffage min.:	Voir Table
Temp. interpasses:	230°C (450°F) MAX
Méthode de Gougeage:	GOUGING/GRINDING
Profondeur de Gougeage:	AU MÉTAL SAIN
Matériel de support:	N/A
Épaisseur de support:	N/A

θ = 45°
G ≤ 3mm (1/8'')
Gorge efficace = T
Rf ≥ 3mm (1/8'')
S1 = Profondeur de préparation



Température de préchauffage minimum				
Épaisseur de la partie à souder la plus épaisse			W59 Table 5.3	AWS D1.5 ou CSA-S6 PTM OU FCM
	T ≤	20 mm	10°C	60°C
20 mm	< T ≤	40 mm	10°C	100°C
40 mm	< T ≤	60 mm	65°C	160°C
60 mm	< T		107°C	180°C

PROCÉDÉ	ÉPAISSEUR (mm)	CÔTÉ	PASSE	COUCHE	DIA. ÉLEC.	COURANT POL.	AMPÈRES (±10%)	WFS cm/min. (±10%)	VOLT (±0%)	VITESSE AVANCE cm/min. (±15%)
FCAW	< 16mm	1-2	1-m	1-n	1,3	DCEP	190	540	22-27	17
FCAW	≥ 16mm	1-2	1-m	1-n	1,4	DCEP	275	889	27-29	38

NOTES:
Énergie Linéaire Maximum (16mm et plus) : 23,78 KJ/cm
Énergie Linéaire Maximum (< 16mm) : 21,21 KJ/cm
Minimum essaie Charpy à 27 joules @ -30°C
Épaisseur de couche maximum : 6mm
Largeur de cordon maximum multipasse :
F, H, OH = 16mm; V(M) = 25mm

ACCEPTATION

Accepté par le CWB

SCEAU DE L'INGÉNIEUR

Sceau de l'ingénieur

Figure 8.1-2 Exemple de feuille de données de procédure de soudage

Le surveillant peut transmettre ces documents au concepteur pour information :

- la liste des ouvrages en acier conçus selon la norme CSA S6 que le fabricant a réalisés récemment. Cette liste permet de savoir si le fabricant a une expérience pertinente dans la fabrication d'ouvrages en acier tels que des ponts et de guider le niveau d'intervention de l'équipe de surveillance en usine;
- la liste des travaux que le fabricant de l'ouvrage en acier a réalisés récemment en utilisant le procédé de soudage à l'arc submergé (procédé SAW) pour les soudures d'angle à la jonction semelle-âme des poutres principales;
- les documents relatifs au système de support des poutres à âme pleine lorsque ces dernières ne peuvent être transportées en position verticale.

Méthode de transport des poutres principales

En effet, le CCDG exige que l'entrepreneur fournisse au surveillant les plans et la note de calcul du système de support nécessaire au transport des poutres à âme pleine ne pouvant être transportées avec l'âme en position verticale.

L'article A10.1.9, « Transport et livraison », de la norme CSA S6 stipule que les poutres à âme pleine doivent être transportées à la verticale sans subir ni contraintes et déformations excessives ni dommages. Cette exigence peut être respectée pour les poutres dont la hauteur est inférieure à environ 2 750 mm (selon les obstacles rencontrés sur le trajet). Les poutres plus hautes sont transportées avec l'âme en position horizontale, selon les exigences des plans du système de support. Le CCDG donne des exigences minimales pour le transport. Il faut notamment que les variations des contraintes prévues pendant le transport n'excèdent pas la valeur des écarts des contraintes à amplitude constante (F_{srt}) et que la longueur en porte-à-faux n'excède pas 12 fois la largeur de la plus petite semelle de la poutre.

Le système de support temporaire utilisé lors du transport, que ce soit pour un transport à l'horizontale ou à la verticale, doit être assez résistant et rigide pour assurer la stabilité complète des poutres. Lorsque les poutres sont en position verticale, les semelles supérieures sont comprimées et peuvent subir un déversement latéral. Un système de support latéral ou de contreventements temporaires entre deux poutres peut alors être requis. Lors d'un transport à l'horizontale, surtout sur de longues distances, la poutre est dans son axe faible et les vibrations de la route peuvent créer des cycles de contraintes non prévus à la conception.

Les plans du système de support et la note de calcul l'accompagnant n'ont pas à être visés, puisqu'ils concernent des ouvrages temporaires. Cependant, le surveillant doit les vérifier attentivement de façon à s'assurer que le système de support choisi satisfait aux exigences de l'article 15.8.1 « Documents requis » du CCDG et convient aux ouvrages à transporter. Il ne doit pas hésiter à émettre des commentaires et à poser toutes les questions requises. S'il juge que la procédure est complexe, il peut demander assistance au concepteur ou à la DGS. Il doit de plus s'assurer que les plans du système de support sont signés et scellés par un ingénieur et que la note de calcul est signée par un ingénieur.

Le surveillant doit ensuite transmettre ces documents à son représentant du surveillant en usine. Il peut aussi les transmettre au concepteur pour information.

Échéancier d'un projet d'ouvrage métallique

Bien que tous les projets aient leurs particularités, l'échéancier d'obtention des différents documents suit une certaine homogénéité (voir la figure 8.1-3). Dans la majorité des projets, le fabricant ne procédera à aucun achat de matériel avant d'avoir obtenu l'autorisation de commencer les travaux afin de ne pas avoir de stock inutile. Il peut en effet survenir un certain délai, pouvant aller jusqu'à des mois, entre la signature du contrat et l'autorisation de commencer les travaux. La raison peut être d'ordre environnemental, politique, socioéconomique, etc. L'article 8.1 « Autorisation de commencer les travaux » du CCDG impose cependant un délai maximal de 45 jours entre l'obtention du contrat et l'autorisation de commencer les travaux.

Une fois obtenue l'autorisation de commencer les travaux, le fabricant procède à l'achat des matériaux requis. Il évalue le délai de livraison de ces derniers ainsi que le temps requis pour la production, la révision et l'approbation des plans d'atelier afin de fixer la date du début de la fabrication. En fonction de cette date, la production des plans d'atelier peut débuter. Un délai de 14 jours est exigé pour la vérification de ces plans, qui doivent être complets et visés lors de la réunion préalable à la fabrication, qui a lieu entre 7 et 30 jours avant la fabrication. Un délai minimal de 21 jours doit donc être prévu entre le premier dépôt des plans d'atelier et le début de la fabrication.

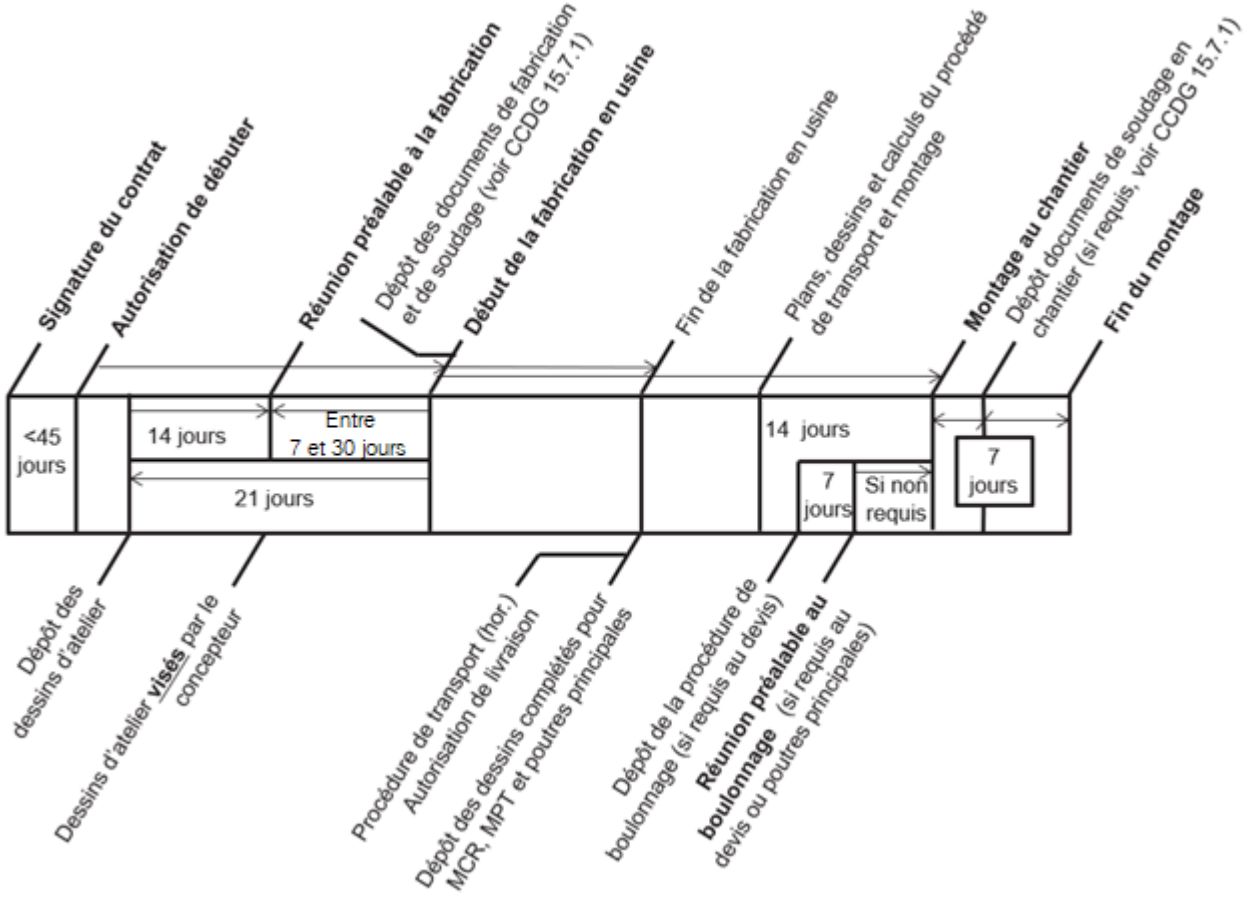


Figure 8.1-3 Ligne de temps pour les travaux de charpente métallique

Une fois confirmée la date de début de la fabrication, le fabricant est en mesure de fixer l'échéancier de livraison au chantier, ce qui permet à l'entrepreneur d'agencer son propre échéancier pour les autres travaux (démolitions, fondations, appareils d'appuis, etc.).

Avant le début de la fabrication, le fabricant doit présenter plusieurs documents, listés dans la section « Documents divers » de ce chapitre, dont les procédures et modes opératoires de soudage, la liste des personnes affectées à la fabrication, les cartes de qualification, etc.

À la fin de la fabrication, le fabricant doit déposer, auprès du surveillant, une dernière version des plans d'atelier des poutres principales, des membrures à résistance critique à la rupture et des pièces tendues. Cette version doit contenir les numéros des coulées (et des pièces pour les MRCR) ainsi que les résultats des essais Charpy conformes aux exigences du devis. Il est très important de fournir ces informations, car réaliser les tests requis sur une structure existante non seulement coûte très cher, mais, puisqu'il s'agit d'essais destructifs, exige aussi la collecte de plusieurs échantillons.

Après réception de toute la documentation requise, dont la procédure de transport des poutres, et à la suite de l'inspection finale, le représentant du surveillant en usine peut délivrer l'autorisation de livraison des éléments non revêtus. Si certains doivent être métallisés ou peints, une seconde autorisation doit être délivrée lorsque tous les travaux sont terminés. Cette seconde autorisation est exigée en vertu des articles 15.14.3.2.3 ou 15.14.4.3.4 du CCDG selon que les éléments sont métallisés ou peints. Soulignons qu'une fois les éléments revêtus d'un système de protection, plusieurs défauts deviennent difficiles, voire impossibles, à observer, d'où la nécessité de la première autorisation de livraison avant l'application du revêtement.

La procédure, les plans et les calculs du montage doivent être présentés au moins 14 jours avant les travaux.

La procédure de boulonnage doit être fournie au moins 7 jours avant les travaux de boulonnage. En présence de joints de chantier de poutres principales, elle doit être fournie au moins 7 jours avant la réunion préalable au boulonnage, qui, elle, doit être tenue au moins 7 jours avant les travaux de boulonnage. Dans ce dernier cas, la procédure doit être acceptée avant cette réunion.

En cours de montage, si des travaux de modifications ou de soudage en chantier doivent être réalisés, l'entrepreneur doit présenter une procédure ainsi que certains documents (selon l'article 15.8.1 « Documents requis » du CCDG) au moins 7 jours avant ces travaux. L'entrepreneur doit notamment présenter son laboratoire d'inspection des soudures, car toutes les soudures doivent au moins être inspectées visuellement et, dans la majorité des cas, faire l'objet d'un contrôle non destructif.

8.2 EXIGENCES DE CONCEPTION

Les exigences de conception s'adressent d'abord et avant tout au concepteur, qui doit en tenir compte lors de la vérification des plans d'atelier et des notes de calcul du fabricant de l'ouvrage en acier; si le surveillant a des interrogations à ce sujet, il doit consulter le concepteur.

Mentionnons toutefois que les joints de chantier des poutres principales sont généralement détaillés dans les plans. Si l'entrepreneur désire ajouter des joints de chantier ou modifier l'emplacement de certains joints prévus aux plans, les modifications qu'il propose doivent être approuvées par le concepteur, et les joints doivent être conçus selon les exigences du manuel de conception, du CCDG et de la norme CSA S6.

À la demande de l'entrepreneur, le surveillant doit lui fournir les valeurs des efforts à l'emplacement du joint en consultant le concepteur à ce sujet. Le surveillant doit approuver l'ajout ou le déplacement de joints avant la production des plans d'atelier, en informer le concepteur et obtenir son approbation.

Notes

Les joints de chantier des poutres principales ne sont pas permis pour des ponts à travées simples dont la portée est inférieure à 36 m.

L'article 15.16 « Dispositions diverses » du CCDG exige qu'aucun ouvrage temporaire servant à la manipulation des poutres ne soit soudé à celles-ci. Cette exigence vise à éviter que les soudures de ces ouvrages constituent des amorces de fissures aux zones critiques comme les semelles tendues.

8.3 MATÉRIAUX

Métal d'apport des soudures

Le métal d'apport doit être conforme à la norme CSA W48 « Métaux d'apport et matériaux connexes pour le soudage à l'arc ». Cette norme est contractuelle par la norme CSA W59 « Constructions soudées en acier ».

Les seules méthodes de soudage autorisées sur les chantiers sont le soudage à l'arc à électrode enrobée (Sheilded Metal Arc Welding, ou SMAW, communément appelée soudage à la baguette ou à la rod), au fil fourré (Flux Cored Arc Welding, ou FCAW) ou au fil à âme métallique (Metal Cored Arc Welding, ou MCAW). Les principales différences entre les trois procédés sont la résistance aux intempéries et le taux de production. En situation de chantier difficile, le procédé SMAW est à privilégier en raison de sa robustesse en condition difficile, mais, si de grandes quantités de soudures sont à produire, les procédés FCAW et MCAW offriront une production supérieure. Comme les procédés FCAW et MCAW sont en réalité quasiment identiques, le terme FCAW sera utilisé dans le reste de ce manuel.

Le SMAW est le soudage le plus robuste en situation de chantier, puisqu'il offre une excellente protection du bain de fusion directement au-dessus de ce dernier et élimine la contamination par l'hydrogène et l'oxygène. Cela rend le procédé beaucoup moins sensible aux conditions de chantier. L'enrobage fournit également, au-dessus du bain de fusion, un laitier qui protège la soudure contre les effets nuisibles de l'air au cours de la solidification. Par la suite, le laitier en fusion se sépare du métal et forme une couche fragile à la surface de la soudure. Cette couche et tous les résidus doivent être retirés par martelage et brossage.

Les électrodes du procédé SMAW sont constituées de tiges solides d'environ 350 mm de longueur. L'identification des électrodes pour le procédé SMAW est relativement simple, contrairement au FCAW, et chaque électrode est marquée. La figure 8.3-1 présente la signification de l'identification d'une électrode SMAW E7018-H8.

Les procédés FCAW et MCAW sont également acceptés puisque, comme le SMAW, ils donnent une certaine protection au bain de fusion par le flux que leurs électrodes contiennent, bien qu'ils soient un peu moins robustes contre le vent. Ce type d'électrode est offert en rouleaux vendus au poids. Le choix du type d'électrode est plus complexe pour les procédés FCAW et MCAW que pour le SWAW, mais deux grandes catégories d'électrodes sont possibles, soit avec ou sans ajout de gaz de protection (le flux de l'électrode est toujours présent). La catégorie avec gaz de protection exige un apport de gaz provenant du bout de la poignée porte-électrode, tandis que la catégorie sans gaz produit les gaz protecteurs directement dans le bain de fusion. En chantier, on doit privilégier la catégorie sans gaz de protection et prévoir des protections physiques contre le vent. Ces dernières peuvent consister en un simple panneau pare-vent ou en un abri complet selon les situations de chantier. La figure 8.3-2 présente un exemple de désignation des électrodes FCAW E71T-9M-JH4.

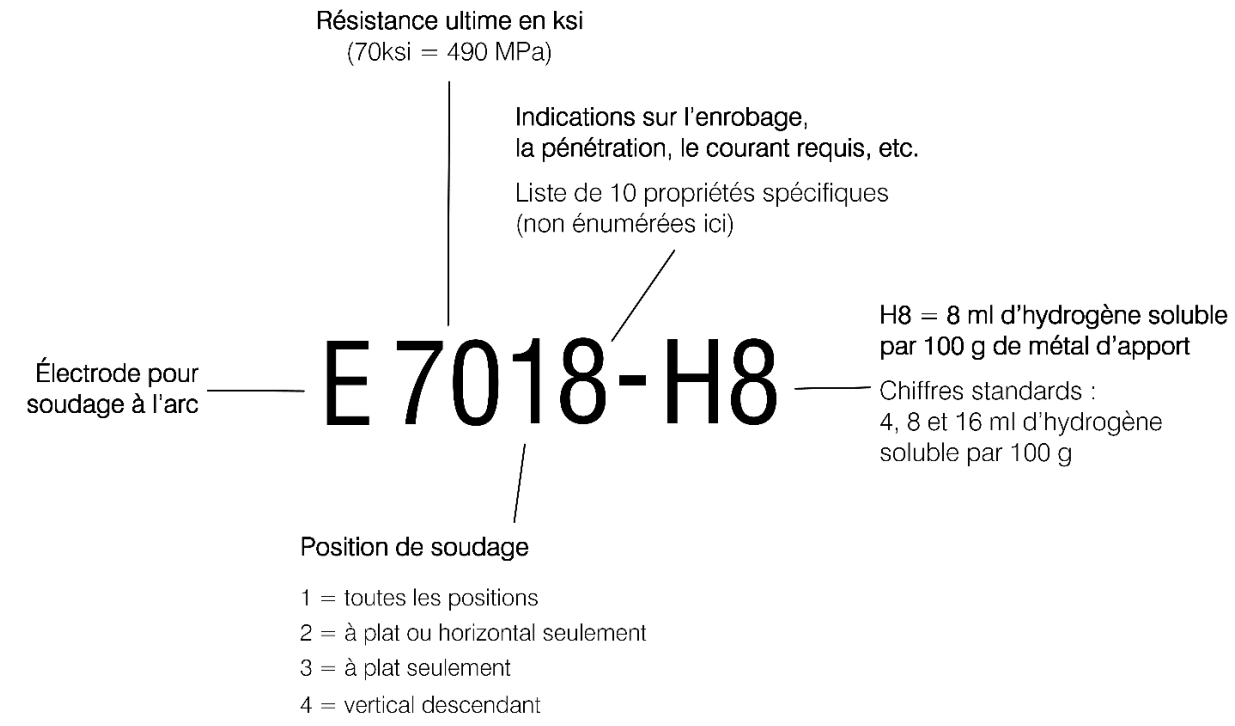


Figure 8.3-1 Exemple d'identification des électrodes pour le procédé SMAW

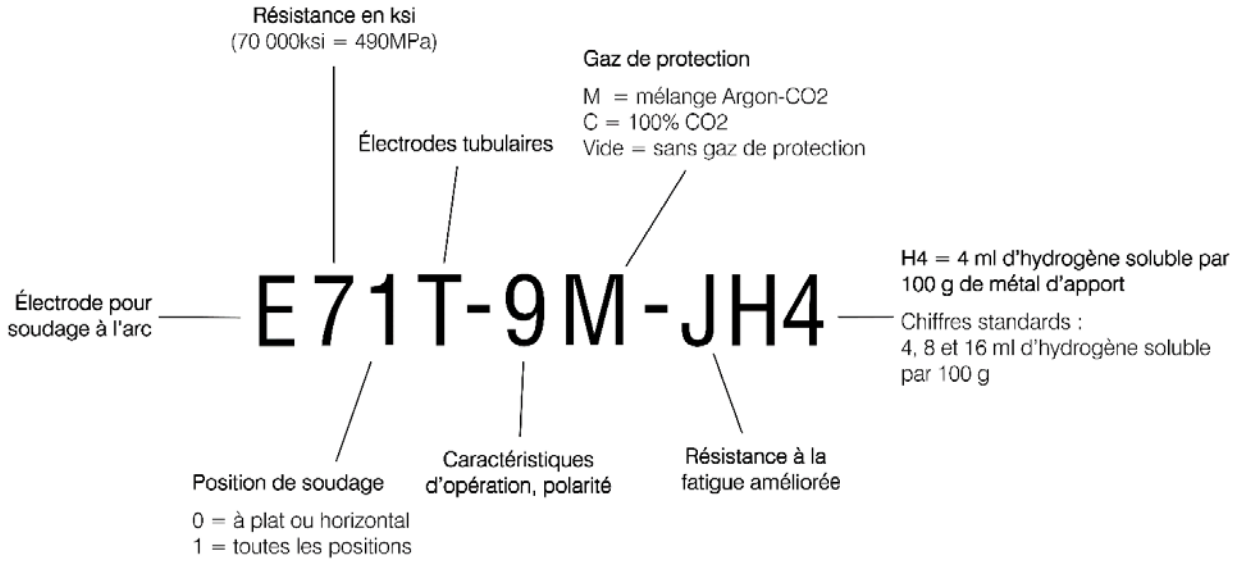


Figure 8.3-2 Exemple d'identification des électrodes pour le procédé FCAW

Le métal d'apport doit être compatible avec le métal de base, et ses caractéristiques mécaniques, y compris ses propriétés de résilience, doivent être équivalentes ou supérieures à celles du métal de base. Dans le cas des aciers soudables résistant à la corrosion atmosphérique (nuances 350A et 350AT), les soudures doivent présenter les mêmes caractéristiques de résistance améliorée à la corrosion tout en ayant une couleur identique à celle du métal de base. Les électrodes doivent également être sélectionnées selon le type de courant utilisé et les positions de soudage.

Il faut vérifier le choix des électrodes à partir de l'information apparaissant sur la feuille du mode opératoire de la procédure de soudage dont le numéro est indiqué dans la queue du symbole de soudage dans les plans d'atelier.

Les électrodes (SMAW et FCAW) doivent être à enrobage basique ou désignées à hydrogène contrôlé (HC) pour que soit limitée la fissuration des soudures causée par l'hydrogène emprisonné dans le bain de fusion. Les codes H4, H8 ou H16 doivent donc se trouver dans l'identification de l'électrode.

8.3.1 Acier de construction

L'acier de construction doit être conforme à la norme 6101 « Aciers de construction » du *Tome VII – Matériaux* de la collection Normes – Ouvrages routiers du Ministère. La principale norme concernant l'acier de construction qui y figure sont les normes CSA G40.20 et G40.21 « Exigences générales relatives à l'acier de construction laminé ou soudé/Acier de construction ».

Ces normes précisent notamment les tolérances dimensionnelles des plaques et des profilés, l'identification des produits ainsi que les traitements thermiques. Elles présentent également les exigences concernant la méthodologie des analyses pour la détermination de la composition chimique et des propriétés mécaniques des produits, l'emplacement et la préparation des spécimens en vue des essais.

Elles définissent également les types et les nuances d'acier, leur composition chimique, leurs propriétés mécaniques ainsi que l'offre des produits laminés et des plaques pour chaque type et chaque nuance d'acier. Ces normes précisent aussi les essais à réaliser pour chaque type d'acier.

La nuance de l'acier est désignée par un nombre correspondant à la valeur nominale garantie de la limite élastique (F_y), suivi d'une ou deux lettres identifiant le type d'acier, soit les lettres W, WT, A ou AT :

- **W** : *Weldable*, soit un acier soudable convenant aux constructions générales soudées lorsque la résilience n'est pas de première importance;
- **WT** : *Weldable and Tempered*, soit un acier soudable à résilience améliorée à basse température convenant aux constructions soudées lorsque la résilience est de première importance;
- **A :** *Atmospheric*, soit un acier soudable résistant à la corrosion atmosphérique convenant aux constructions générales soudées lorsque la résilience n'est pas de première importance;
- **AT** : *Atmospheric and Tempered*, soit un acier soudable résistant à la corrosion atmosphérique et à résilience améliorée à basse température convenant aux constructions soudées lorsque la résilience est de première importance.

Dans le cas des aciers atmosphériques (A), une mince couche (patine) de corrosion très dense se forme plus ou moins rapidement selon l'exposition à l'humidité et devient en quelque sorte une protection naturelle. Il est donc normal que les poutres livrées au chantier aient un aspect corrodé. De plus, selon la propreté des surfaces, il est possible que la couleur de la corrosion ne soit pas parfaitement uniforme; avec le temps, une certaine uniformisation de la couleur se produit, phénomène qui peut être ralenti par la présence d'huile ou de saletés épaisses. Si le surveillant constate la présence d'huiles et de saletés en trop grande quantité ou de marques de peinture, il lui est recommandé de demander à l'entrepreneur de procéder à un nettoyage au jet d'eau sous pression.

Dans le cas des pieux en H, le grade d'acier peut être soit du CSA G40.20/G40.21 de nuance 350W soit du ASTM A572 grade 50 ou 55. Mentionnons que l'acier fabriqué selon la norme ASTM A588 « Standard Specification for Carbon Structural Steel » peut être accepté comme un équivalent à l'acier fabriqué selon la norme CSA G40.21, nuance 350A, mais en équivalence à de l'acier 350AT, des résultats d'essais de résilience doivent être fournis avant que soit acceptée l'équivalence. Le surveillant doit alors consulter le concepteur avant d'autoriser la substitution.

Aluminium

Comme l'utilisation de l'aluminium dans les structures routières autres que celles de signalisation est très peu répandue, il faut communiquer avec la DGS afin d'obtenir de l'assistance. Vu qu'il existe beaucoup de grades d'aluminium différents, leurs propriétés sont très variées, ce qui peut entraîner des incompatibilités.

Boulons, tiges d'ancrage, écrous et rondelles en acier

Les boulons, les tiges d'ancrage, les écrous et les rondelles doivent être conformes à la norme 6201 « Boulons, tiges d'ancrage, écrous et rondelles en acier » du *Tome VII – Matériaux* de la collection Normes – Ouvrages routiers du Ministère.

Les boulons sont offerts selon plusieurs grades conformément à la norme ASTM A307 « Standard Specification for Carbon Steel Bolts, Studs, and Threaded Rod 60 000 PSI Tensile Strength » grade A ou à la norme ASTM F3125 « Standard Specification for High Strength Structural Bolts and Assemblies, Steel and Alloy Steel, Heat Treated, Inch Dimensions 120 ksi and 150 ksi Minimum Tensile Strength, and Metric Dimensions 830 MPa and 1 040 MPa Minimum Tensile Strength ». La norme F3125 regroupe maintenant les grades A325, A490, F1852 et F2280, qui sont fabriqués selon les unités impériales, en multiple de huitième de pouce. Les grades A325 et A490 sont les plus couramment utilisés dans les ouvrages en acier. Les boulons A490 sont employés lorsque la capacité des boulons A325 s'avère insuffisante pour résister aux efforts soumis sur l'assemblage. Les boulons F1852 et F2280 sont les équivalents respectifs des A325 et A490, mais à têtes arrondies (boulons TC). Les boulons conformes à la norme ASTM A307 grade A ne peuvent résister au serrage par la méthode du tour de l'écrou et ne peuvent donc pas être utilisés dans les assemblages anti-glissements. Ils sont principalement utilisés comme ancrages et dans les dispositifs de retenue.

Lorsque des boulons à haute résistance (norme ASTM F3125) sont employés, des écrous fabriqués selon les normes ASTM A563 ou ASTM A194 doivent être utilisés. De plus, les rondelles doivent être en acier trempé et répondre aux exigences de la norme ASTM F436 « Rondelles plates ».

Il existe deux méthodes de fabrication des boulons, soit par roulage et par usinage (machinage). La première consiste à estamper les filets dans la tige à l'aide de moules et de puissantes presses. Une partie du métal de la tige est donc poussée vers l'intérieur, et l'autre, vers l'extérieur. La figure 8.3-3 a) illustre la méthode par roulage des filets. Cette dernière a pour effet de créer une partie filetée ayant un diamètre extérieur supérieur à celui de la partie non filetée. Dans une telle situation, leur utilisation à des fins de boulons de structure n'est pas conseillée, puisque le trou doit être surdimensionné pour laisser passer les filets. La solution consiste alors à réduire la tige dans la section où seront estampés les filets, soit par usinage, soit par écrouissage pour que les parties filetées et non filetées aient le même diamètre. C'est le cas des boulons respectant la norme F3125. Toutefois, les filets de ces boulons doivent être produits par roulage uniquement.

Les filets produits par usinage sont créés par une découpe progressive de l'acier jusqu'à obtention du profil de filets désirés. Dans ce cas, les parties filetées et non filetées ont le même diamètre. Il faut noter que les écrous des boulons A325 doivent être machinés au bon diamètre de filets après la galvanisation.

Pour tous les autres grades de boulons et de tiges d'ancrage, la méthode de production des filets doit être spécifiée aux plans et devis. À défaut d'indication dans ces documents, elle est mentionnée à la norme 6201 du Ministère. Quant aux tiges d'ancrage des glissières, comme elles ne sont pas sujettes à la fatigue, leurs filets peuvent être soit roulés avec réduction de la tige (figure 8.3-3 b), soit usinés (figure 8.3-3 c).

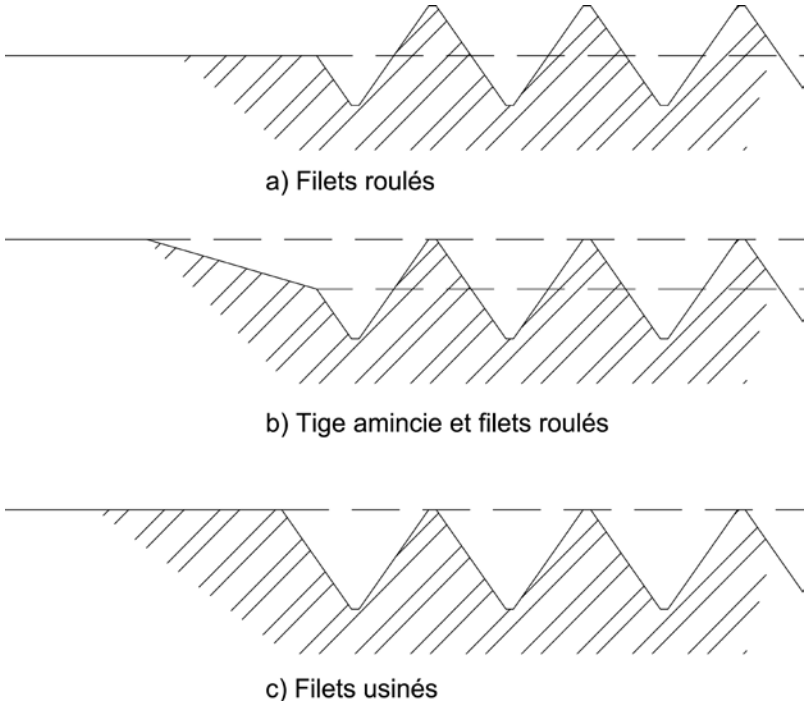


Figure 8.3-3 Méthode de production des filets

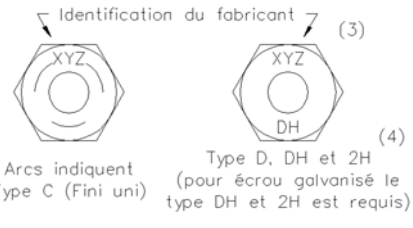
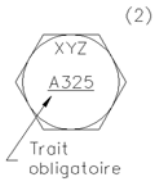
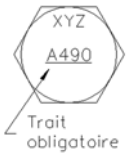
L'amélioration de la résistance à la fatigue des boulons roulés vient du phénomène d'écrouissage de l'acier dans la section des filets. Puisque les filets sont estampés dans l'acier de la tige, un remaniement des grains de l'acier écrouissage se produit, qui diminue le risque de propagation des fissures.

L'identification des boulons à haute résistance, des écrous et des rondelles est représentée au tableau 8.3-1. Le symbole du fabricant, le grade et le type d'acier doivent être inscrits sur la tête du boulon conformément aux exigences.

Les boulons à haute résistance A325 de type 1 avec fini galvanisé sont utilisés lorsque l'ouvrage en acier est réalisé avec de l'acier galvanisé ou métallisé, alors que ceux ayant un fini uni sont utilisés pour les surfaces d'acier peinturées. Les boulons de type 3 sont employés lorsque l'ouvrage est fabriqué avec de l'acier résistant à la corrosion atmosphérique. Dans le cas d'une charpente en acier de ce type sur laquelle se fixent des éléments galvanisés, les boulons seront généralement de type 1 et galvanisés. Les boulons A490 ne sont jamais galvanisés en raison d'un risque de fragilisation à l'hydrogène.

Le symbole du fabricant et celui du type d'acier doivent être inscrits sur chacun des écrous; les types DH (ASTM A563) et 2H (ASTM A194) doivent être utilisés lorsque les boulons sont galvanisés.

Tableau 8.3-1 Identification des boulons à haute résistance

Type	Assemblage A325		Assemblage A490	
	Boulon	Écrou ASTM A563	Boulon	Écrou ASTM A563
1				
3				

(1) Peut être marqué de trois traits radiaux, espacés de 120°.

(2) Peut être marqué d'autres signes distinctifs pour souligner qu'il est fait à partir d'acier à résistance améliorée à la corrosion.

(3) Le type 3 est aussi acceptable.

(4) Le type 2H de la norme ASTM A194 est acceptable.
Rondelle en acier trempé :
Le nom du fabricant doit être indiqué. Le chiffre 3 (ou un symbole équivalent) doit être indiqué dans le cas de l'acier à résistance améliorée à la corrosion.

Les tiges d'ancrage qui servent à retenir les garde-fous en acier et les glissières de type 211A sont fabriquées dans un acier conforme aux exigences des normes CSA G40.20/G40.21 « Exigences générales relatives à l'acier de construction laminé ou soudé », nuance 350W, et sont par la suite galvanisées à chaud.

Les tiges d'ancrage utilisées pour retenir les glissières en acier sont, quant à elles, fabriquées dans un acier à haute résistance, selon les exigences de la norme ASTM A449, type 1, en raison des sollicitations importantes qu'elles subissent. Elles sont également galvanisées à chaud.

Il faut noter qu'en raison de la galvanisation à chaud, la limite élastique de ces alliages doit être inférieure à 1035 MPa. Les tiges d'ancrage employées pour retenir les appareils d'appui sont fabriquées dans un acier répondant à l'une de ces quatre normes, selon l'importance des efforts. Le choix est laissé au concepteur.

Lorsque les pièces à assembler sont métallisées ou lorsque des pièces galvanisées sont attachées à des pièces dont le système de protection anticorrosion est différent, il faut utiliser des boulons galvanisés. Les boulons galvanisés sont munis d'écrous dont le filetage est usiné après galvanisation pour qu'il ait une dimension supérieure, ce qui facilite le serrage et évite une contrainte de torsion exagérée. Cet usinage vise à ce que les écrous s'adaptent aux boulons surdimensionnés par la galvanisation. De plus, les boulons et les écrous galvanisés doivent être cirés pour que le serrage soit facilité, et cette cire doit être colorée pour que le surveillant puisse vérifier sa présence.

Goujons

Les goujons de cisaillement doivent être conformes à la norme CSA S6, qui renvoie à l'annexe H de la norme W59, « Construction soudée en acier (soudage à l'arc) », pour les tests à effectuer sur les goujons, et cette dernière renvoie à la norme ASTM A108 pour le matériau. La norme CSA S6 exige que les goujons soient de type B. Les goujons filetés, maintenant acceptés au CCDG pour la fixation des câbles de protection des travailleurs, doivent aussi être de type B. Aucune des nuances d'acier des goujons ne résiste à la corrosion atmosphérique, ce qui serait de toute façon inutile, car les goujons sont enfouis dans le béton de la dalle. Il est donc normal que des poutres soient fabriquées dans un acier résistant à la corrosion atmosphérique avec des goujons qui ne le sont pas.

8.4 ASSURANCE DE LA QUALITÉ

L'assurance de la qualité relative aux matériaux doit être faite, notamment, selon les prescriptions du *Guide de surveillance – Chantiers d'infrastructures de transport.*

8.4.1 Acier de construction

8.4.1.1 Certification de l'entreprise et qualification du personnel effectuant les soudures

Certification de l'entreprise de soudage

L'entreprise chargée d'effectuer les travaux de soudage, en usine ou au chantier, doit être certifiée par le Bureau canadien de soudage en vertu des exigences de la norme CSA W47.1 « Certification des compagnies de soudage par fusion de l'acier ». Même si le CCDG exige que l'entreprise soit certifiée selon la division 1 ou 2, la division 3 est suffisante pour les drains, les drains d'interface et les soudures d'étanchéité au droit des joints d'assemblage boulonnés des joints de tablier.

Des exigences plus sévères peuvent toutefois être indiquées dans le devis spécial. En effet, pour un pont dont une des portées excède 45 m, un pont à poutres continues de hauteur variable ou tout autre pont non courant, la division 1 est habituellement demandée.

Pour être certifiée dans la division 1, l'entreprise doit avoir à son service à temps plein au moins un ingénieur en soudage qualifié selon les exigences de la norme CSA W47.1. Pour être certifiée dans la division 2, l'entreprise doit retenir à temps partiel les services d'un ingénieur en soudage qualifié selon les exigences de cette même norme. De plus, pour être certifiée dans les divisions 1 ou 2, elle doit aussi employer à temps plein au moins un superviseur en soudage qualifié, responsable de la surveillance du soudage, selon les exigences de la même norme.

Pour être certifiée dans la division 3, l'entreprise doit avoir à son service à temps plein au moins un superviseur, responsable de la surveillance du soudage, reconnu compétent selon les exigences de cette norme.

Le surveillant peut vérifier sur le site Web du Bureau canadien de soudage si l'entreprise chargée des travaux de soudage et proposée par l'entrepreneur est certifiée pour la division demandée.

Qualification du personnel effectuant les soudures

Les soudeurs, les pointeurs et les opérateurs de machine à souder doivent aussi être qualifiés selon les exigences de la norme CSA W47.1. De plus, ils doivent l'être selon les soudures à exécuter (position, type d'électrode, procédé de soudage).

Les cartes de qualification valides, délivrées par le Bureau canadien de soudage, doivent être vérifiées par le surveillant avant le début des travaux de soudage.

La figure 8.4-1 présente un exemple de carte de qualification délivrée par le Bureau canadien de soudage.



Figure 8.4-1 Carte de qualification d'un soudeur

8.4.1.2 Attestation de conformité

Pour chaque livraison d'acier chez le fabricant et pour chaque lot de production, l'entrepreneur doit fournir au surveillant une attestation de conformité contenant l'information demandée dans le CCDG.

Pour des travaux de fabrication d'un ouvrage en acier neuf en usine, l'attestation de conformité est souvent remise au laboratoire mandaté par la DCQM pour le suivi des travaux. Pour des travaux de réparation et lorsque la DCQM n'effectue pas de contrôle en usine, l'attestation est remise par l'entrepreneur au surveillant.

Selon les spécifications du devis spécial relatives à l'essai de résilience Charpy, les exigences thermiques et énergétiques doivent être conformes à la norme CSA S6. La température d'essai retenue et la désignation des membrures concernées (MPT ou MRCR) apparaissent dans le devis spécial. Si le devis spécial n'en fait pas mention, il serait justifié de demander au concepteur si cela s'applique au projet. Le surveillant doit vérifier la conformité de ces températures avec celles de l'attestation de conformité.

De plus, le CCDG exige que pour tout acier ou aluminium provenant d'un fabricant à l'extérieur de l'Amérique du Nord, l'entrepreneur doit effectuer des essais sur un échantillon par lot de manière à confirmer les attestations de conformité fournies par le fabricant. Dans le cas des MRCR, l'échantillonnage doit se faire par pièce (un lot peut être constitué de plusieurs pièces ou plaques). Les essais ont été rendus nécessaires en raison de constatations de disparité entre les documents et ce qui est réellement livré en usine ou au chantier. Cela est surtout attribuable à un manque de rigueur sur le plan de la traçabilité entre les distributeurs et les lots, mais également à un manque de qualité. Ces essais doivent être réalisés par ou en présence d'un représentant d'un laboratoire canadien indépendant certifié ISO 9001 ou ISO/IEC 17025.

8.4.1.3 Contrôle de réception

Lorsque des travaux sont prévus au chantier lors d'une réparation, il est possible qu'un contrôle de réception soit requis, soit parce que des doutes ont été soulevés ou parce qu'il était prévu au devis spécial. Dans ce cas, le surveillant doit demander à la DCQM (par l'entremise du chargé d'activité du Ministère s'il s'agit d'un surveillant employé par un prestataire de services) d'effectuer ce contrôle de réception sur l'acier de construction livré au chantier au moyen d'un prélèvement d'échantillons. Cette précaution vise à ce que soient vérifiées les propriétés mécaniques et la soudabilité de l'acier ajouté.

8.4.2 Aluminium

L'utilisation de l'aluminium est très peu répandue dans les structures routières autres que celles de signalisation. Si un projet comporte de telles structures, la DGS peut apporter son assistance.

8.4.3 Boulons, tiges d'ancrage, écrous et rondelles en acier

8.4.3.1 Attestation de conformité

Pour chaque livraison de boulons, de tiges d'ancrage, d'écrous et de rondelles en acier, l'entrepreneur doit fournir au surveillant une attestation de conformité contenant l'information indiquée au CCDG pour chaque lot de production de chacune des pièces. Mentionnons que les informations apparaissant sur les contenants de boulons assemblés ne sont pas une attestation de conformité. L'attestation de conformité est transmise par le fournisseur de boulons assemblés à l'acheteur des boulons, soit généralement le fabricant de l'ouvrage en acier, et non par l'entreprise chargée du montage. Pour éviter toute confusion, le surveillant peut préciser à l'entrepreneur non seulement que l'attestation de conformité doit lui être transmise, mais aussi qu'elle se trouve probablement dans les dossiers du fabricant de l'ouvrage.

Si les boulons, tiges d'ancrage, écrous et rondelles proviennent d'un fabricant à l'extérieur de l'Amérique du Nord, l'entrepreneur doit effectuer des essais sur trois échantillons par lot pour chaque élément de manière à confirmer les attestations de conformité fournies par le fabricant. Cela a été rendu nécessaire en raison de disparités constatées entre les documents et les matériaux réellement livrés au chantier. Cela est surtout attribuable à un manque de rigueur des distributeurs quant à la traçabilité des matériaux et des lots. Ces essais doivent être réalisés par ou en présence d'un représentant d'un laboratoire canadien indépendant certifié ISO 9001 ou ISO/IEC 17025.

Dans le cas des assemblages boulonnés, qui doivent être soumis à un serrage par rotation de l'écrou, les boulons, écrous et rondelles doivent être livrés sur le chantier assemblés dans des contenants scellés à l'usine du fournisseur. L'identification de chaque contenant doit comprendre le numéro de lot de production des boulons assemblés ainsi que les principales caractéristiques des boulons, des écrous et des rondelles.

Précisons qu'un lot de boulons assemblés (par un distributeur) est constitué de tiges, d'écrous et de rondelles dont chacun provient d'un lot de production (coulée d'acier) distinct et parfois même de fabricants distincts. Ainsi, pour chaque lot de boulons, toutes les rondelles, tous les écrous et toutes les tiges doivent provenir d'un même lot de production.

Dans le cas des boulons galvanisés, l'attestation de conformité doit porter clairement la mention que l'essai de capacité de rotation (*rotational capacity test*) a été réalisé par le fournisseur des boulons. Cet essai est de plus exigé pour les boulons A325 et F1852. Les boulons A490 et F2280 n'ont pas à subir cet essai puisqu'ils ne peuvent être galvanisés.

8.4.3.2 Contrôle de réception

Le contrôle de réception des boulons, des écrous et des rondelles doit se faire au chantier selon les exigences du CCDG pour les boulons soumis à un serrage de rotation de l'écrou. Le surveillant doit s'assurer que les contenants n'ont pas été descellés avant leur arrivée au chantier. Cette mesure vise à s'assurer que leur contenu n'a pas été modifié ou manipulé sans contrôle et que les boulons sont dans le même état qu'à leur sortie de l'usine.

Avant de commencer la pose des boulons, l'entrepreneur doit vérifier, au moyen d'un appareil d'étalonnage (tensiomètre ou Skidmore-Wilhelm, voir la photographie en fin de chapitre), que la tension minimale exigée au serrage final sera atteinte selon la méthode de la rotation de l'écrou (voir l'article 8.6.1.1 de ce chapitre). Il s'agit en fait de valider les conditions de pose prévues dans la procédure de boulonnage soumise par l'entrepreneur. L'entrepreneur doit vérifier la tension sur trois boulons assemblés par le fournisseur (boulon, écrou et rondelle) pour chaque lot de production de boulons assemblés (même désignation ASTM, même type, mêmes dimensions, même caractéristique anticorrosive et même coulée d'acier pour chacun des composants).

Comme la quantité de lots de boulons peut être considérable sur certains chantiers, le surveillant doit commencer le contrôle de réception le plus tôt possible afin d'éviter tout retard associé au rejet d'un ou de plusieurs lots de production de boulons assemblés. Il est important de s'assurer que les boulons posés proviennent d'un même assemblage, c'est-à-dire que les boulons, rondelles et écrous n'ont pas été pas interchangés lors des étapes de boulonnage.

Par souci d'efficacité, les monteurs peuvent vouloir désassembler les boulons et regrouper tous les écrous, toutes les rondelles et tous les boulons, peu importe leur provenance. Cette pratique n'est pas acceptable et les boulons doivent être désassemblés le plus tard possible et insérés dans les trous immédiatement après. Les contrôles de réception visent les assemblages et non les éléments considérés individuellement.

Le contrôle de réception doit être fait en présence du surveillant ou de son représentant.

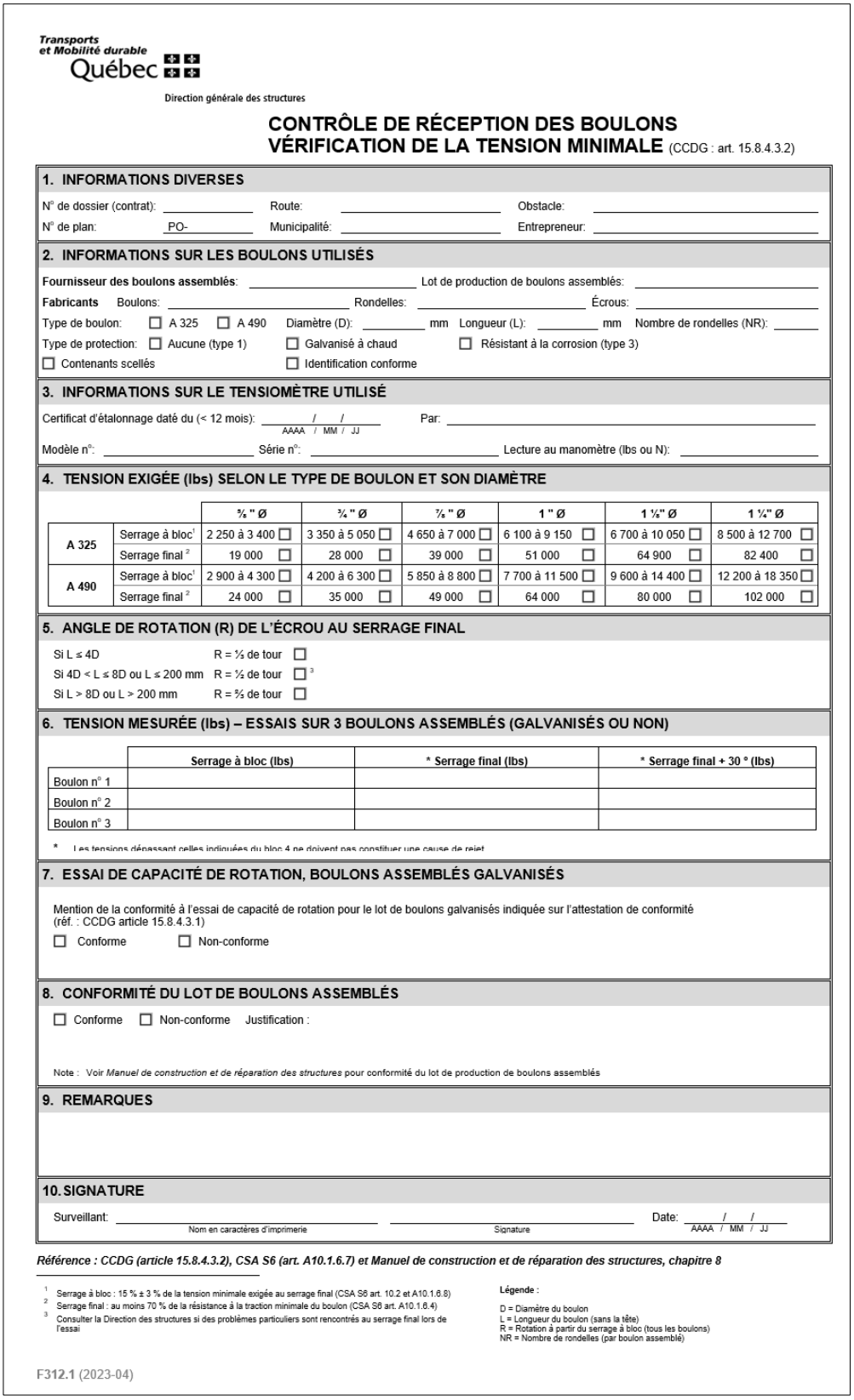
Les boulons destinés au contrôle de réception sont choisis aléatoirement par le surveillant dans les contenants livrés au chantier. Comme il est interdit de réutiliser des boulons ayant été serrés une première fois, ceux qui ont servi au contrôle de réception doivent être jetés ou réutilisés comme boulons temporaires (peinturés d'une couleur voyante).

La vérification des autres lots de production de boulons assemblés déjà livrés au chantier doit se faire le plus rapidement possible après cette réunion préalable, et bien avant le début du boulonnage, notamment pour que l'entrepreneur évite tout retard associé au rejet d'un ou de plusieurs lots de production de boulons assemblés.

De plus, cette façon de procéder permet d'éviter toute confusion entre les contenants de boulons assemblés dont la vérification est faite et les autres. Le surveillant doit être vigilant lorsque des boulons assemblés sont livrés au chantier après le début du boulonnage pour éviter la même source de confusion. Bref, il est important que le surveillant s'assure que l'entrepreneur gère adéquatement son stock de boulons assemblés au chantier.

La figure 8.4-2 présente le formulaire F312.1 *Contrôle de réception des boulons*, que le surveillant doit remplir pour chaque lot de production de boulons assemblés (boulon, écrou et rondelle), au moment même où l'entrepreneur fait la vérification des boulons. Le surveillant doit y noter, pour chaque boulon assemblé (boulon, écrou et rondelle) testé, la tension mesurée au tensiomètre selon la méthode de serrage du tour de l'écrou (voir la section « Mise en place des boulons » du présent chapitre).

Une fois que le surveillant a rempli le formulaire, il doit en donner une copie à l'entrepreneur, qui l'annexe à l'avis que son ingénieur a à fournir après le serrage final d'un joint de chantier d'une poutre principale ainsi que celui des autres assemblages.



Transports et Mobilité durable Québec

Direction générale des structures

CONTRÔLE DE RÉCEPTION DES BOULONS
VÉRIFICATION DE LA TENSION MINIMALE (CCDG : art. 15.8.4.3.2)

1. INFORMATIONS DIVERSES

N° de dossier (contrat): _____ Route: _____ Obstacle: _____
N° de plan: PO- _____ Municipalité: _____ Entrepreneur: _____

2. INFORMATIONS SUR LES BOULONS UTILISÉS

Fournisseur des boulons assemblés: _____ Lot de production de boulons assemblés: _____
Fabricants Boulons: _____ Rondelles: _____ Écrous: _____
Type de boulon: ☐ A 325 ☐ A 490 Diamètre (D): _____ mm Longueur (L): _____ mm Nombre de rondelles (NR): _____
Type de protection: ☐ Aucune (type 1) ☐ Galvanisé à chaud ☐ Résistant à la corrosion (type 3)
☐ Contenants scellés ☐ Identification conforme

3. INFORMATIONS SUR LE TENSIOMÈTRE UTILISÉ

Certificat d'étalonnage daté du (< 12 mois): _____ / _____ / _____ (AAAA / MM / JJ) Par: _____
Modèle n°: _____ Série n°: _____ Lecture au manomètre (lbs ou N): _____

4. TENSION EXIGÉE (lbs) SELON LE TYPE DE BOULON ET SON DIAMÈTRE

		⅝ " Ø	¾ " Ø	⅞ " Ø	1 " Ø	1 ⅛" Ø	1 ¼" Ø
A 325	Serrage à bloc[1]	2 250 à 3 400 ☐	3 350 à 5 050 ☐	4 650 à 7 000 ☐	6 100 à 9 150 ☐	6 700 à 10 050 ☐	8 500 à 12 700 ☐
	Serrage final [2]	19 000 ☐	28 000 ☐	39 000 ☐	51 000 ☐	64 900 ☐	82 400 ☐
A 490	Serrage à bloc[1]	2 900 à 4 300 ☐	4 200 à 6 300 ☐	5 850 à 8 800 ☐	7 700 à 11 500 ☐	9 600 à 14 400 ☐	12 200 à 18 350 ☐
	Serrage final [2]	24 000 ☐	35 000 ☐	49 000 ☐	64 000 ☐	80 000 ☐	102 000 ☐

5. ANGLE DE ROTATION (R) DE L'ÉCROU AU SERRAGE FINAL

Si L ≤ 4D R = ⅓ de tour ☐
Si 4D < L ≤ 8D ou L ≤ 200 mm R = ½ de tour ☐ [3]
Si L > 8D ou L > 200 mm R = ⅔ de tour ☐

6. TENSION MESURÉE (lbs) – ESSAIS SUR 3 BOULONS ASSEMBLÉS (GALVANISÉS OU NON)

	Serrage à bloc (lbs)	* Serrage final (lbs)	* Serrage final + 30 ° (lbs)
Boulon n° 1			
Boulon n° 2			
Boulon n° 3			

* Les tensions dépassant celles indiquées du bloc 4 ne doivent pas constituer une cause de rejet

7. ESSAI DE CAPACITÉ DE ROTATION, BOULONS ASSEMBLÉS GALVANISÉS

Mention de la conformité à l'essai de capacité de rotation pour le lot de boulons galvanisés indiquée sur l'attestation de conformité (réf. : CCDG article 15.8.4.3.1)
☐ Conforme ☐ Non-conforme

8. CONFORMITÉ DU LOT DE BOULONS ASSEMBLÉS

☐ Conforme ☐ Non-conforme Justification :

Note : Voir *Manuel de construction et de réparation des structures* pour conformité du lot de production de boulons assemblés

9. REMARQUES

10. SIGNATURE

Surveillant: _____ (Nom en caractères d'imprimerie) _____ (Signature) Date: _____ / _____ / _____ (AAAA / MM / JJ)

Référence : CCDG (article 15.8.4.3.2), CSA S6 (art. A10.1.6.7) et Manuel de construction et de réparation des structures, chapitre 8

[1] Serrage à bloc : 15 % ± 3 % de la tension minimale exigée au serrage final (CSA S6 art. 10.2 et A10.1.6.8)
[2] Serrage final : au moins 70 % de la résistance à la traction minimale du boulon (CSA S6 art. A10.1.6.4)
[3] Consulter la Direction des structures si des problèmes particuliers sont rencontrés au serrage final lors de l'essai

Légende :
D = Diamètre du boulon
L = Longueur du boulon (sans la tête)
R = Rotation à partir du serrage à bloc (tous les boulons)
NR = Nombre de rondelles (par boulon assemblé)

F312.1 (2023-04)

Figure 8.4-2 Formulaire F312.1 « Contrôle de réception des boulons »

La vérification de la tension minimale des boulons assemblés vise à s'assurer que la friction entre le boulon et l'écrou n'est pas trop grande (donc que la lubrification est adéquate) et que la méthode de serrage à bloc proposée par l'entrepreneur dans la procédure de boulonnage convient. Cette vérification vise aussi à ce que les filets ne s'endommagent pas lors du serrage et, surtout, à ce que la tension du serrage final soit supérieure à celle exigée dans le boulon. Une friction trop grande entre le boulon et l'écrou peut provoquer le bris du boulon et peut se produire pour plusieurs raisons :

- une incompatibilité entre les boulons et les écrous causée par des problèmes de production ou par le fait qu'ils proviennent de fabricants différents;
- une plus ou moins grande efficacité du lubrifiant employé sur les boulons galvanisés;
- un usinage des filets des écrous mal effectué après la galvanisation;
- un mauvais entreposage au chantier des boulons assemblés (voir à ce sujet les indications relatives à l'entreposage des boulons mentionnées plus haut).

Après s'être assuré que les conditions de pose sont représentatives de celles présentes sur le pont (mêmes dimensions des boulons, écrous et rondelles et même nombre de rondelles), il faut placer chaque boulon assemblé dans le tensiomètre et procéder comme suit :

- utiliser des fourrures en acier usiné suffisamment rigides pour ne pas se déformer lors du serrage lorsque la longueur des boulons à tester l'exige. Il faut réduire le nombre de fourrures au minimum et s'assurer qu'elles sont parfaitement en contact entre elles et que l'extrémité du boulon est minimalement au niveau de l'écrou. L'utilisation de rondelles en acier de boulons assemblés n'est pas permise en remplacement de ces fourrures. Ces exigences du devis spécial visent à ce qu'un lot de boulons assemblés ne soit pas rejeté en raison d'un mauvais comportement de l'assemblage placé dans le tensiomètre;
- serrer le boulon à bloc selon la méthode prévue à la procédure de boulonnage. Si la tension induite n'est pas égale à 15 % ± 3 % de la tension finale minimale exigée, l'entrepreneur doit réviser sa procédure de boulonnage et recommencer le serrage à bloc;
- effectuer le marquage du boulon et de l'écrou;
- serrer le boulon au serrage final et, finalement, au serrage final plus 30° (selon la méthode de rotation de l'écrou).

Les tableaux 8.4-1 et 8.4-2, ci-après, présentent des exemples de vérification des boulons.

Tableau 8.4-1 Vérification des boulons (exemple nº 1)

Boulon ASTM F3125 de grade A325	**Mesures**
Diamètre	¾ pouce
Aire du boulon	215,8 mm² (n = 10 filets/po) (ASTM F3125; As = 0,7854 [D – 0,9743/n]² po²)
Longueur	3¼ pouces
Angle de rotation lors du serrage final	½ tour (voir la figure 8.4-2)
Tension minimale exigée	28 000 livres (voir la figure 8.4-2)
Résultats au tensiomètre (exemple)	**Mesures**
Serrage final	37 000 livres
Serrage final, plus de 30º	41 000 livres
Rotation exigée	**Mesures**
Le serrage final peut donc s'effectuer entre ½ tour et ½ tour plus 30°.	

Tableau 8.4-2 Vérification des boulons (exemple nº 2)

Boulon ASTM F3125 de grade A325	**Mesures**
Diamètre	7/8 pouce
Aire du boulon	298,7 mm² (n = 9 filets/po) (ASTM F3125; As = 0,7854 [D – 0,9743/n]² po²)
Longueur	2¾ pouces
Angle de rotation lors du serrage final	1/3 de tour (voir la figure 8.4-2)
Tension minimale exigée	39 000 livres (voir la figure 8.4-2)
Résultats au tensiomètre (exemple)	**Mesures**
Serrage final	45 000 livres
Serrage final, plus de 30º	47 000 livres
Rotation exigée	**Mesures**
Le serrage final doit donc s'effectuer entre 1/3 de tour et 1/3 de tour plus 30°.	

Quant à l'essai de capacité de rotation sur les boulons galvanisés, il n'est plus réalisé en chantier lors du contrôle de réception, car les outils courants de chantier n'ont pas la capacité de l'exécuter adéquatement. Comme cet essai doit être préalablement exécuté par le distributeur, en conformité avec la norme ASTM F3125, il est exigé que l'attestation de conformité en confirme la réussite. Dans le cas contraire, le lot doit être refusé.

En référence aux essais cités précédemment, le lot de production de boulons (galvanisés ou non) assemblés est jugé non conforme lorsque la tension mesurée après le serrage final d'un des 3 boulons assemblés est inférieure à la tension minimale exigée. Il faut noter qu'il n'y a pas de tension maximale à ne pas dépasser.

Le surveillant doit alors faire immédiatement mettre de côté tous les contenants de boulons assemblés du lot de production non conforme afin d'éviter leur utilisation accidentelle.

Il faut cependant préciser qu'il est assez peu fréquent que des lots de boulons ne réussissent pas les tests du contrôle de réception. Le cas échéant, le surveillant doit chercher la cause de cet échec.

Si la tension minimale n'est pas obtenue lors du serrage, il est possible, si les boulons sont très longs, que l'entrepreneur ait utilisé plusieurs rondelles standard de l'autre côté du montage.

Dans une telle situation, lors du serrage final, beaucoup de plans de contacts doivent être comprimés avant que la tension finale soit développée. Bien que plusieurs plaques d'acier durcies et de plusieurs épaisseurs soient fournies avec le tensiomètre, l'entrepreneur doit chercher à en utiliser un nombre minimal lors des essais. Il doit donc commencer par les plaques les plus épaisses.

S'il se produit une rupture des boulons, trois causes principales sont possibles :

- une friction trop importante entre l'écrou et les filets ou entre l'écrou et la rondelle peut mener à une rupture en torsion de la partie filetée. Il faut donc vérifier la propreté, la rugosité et la lubrification des filets de ces deux composantes;
- une rupture en torsion peut également se produire lorsque le boulon est trop long et que l'écrou se rend jusqu'à la partie non filetée de la tige avant que soit terminée la pleine rotation. Cela a lieu lorsque la partie filetée excédant l'écrou est égale à la hauteur de ce dernier. En effet, la longueur de la partie filetée est légèrement moins grande que le double de la hauteur de l'écrou;
- dans le cas d'une rupture en traction, si les filets sont de type machiné, leurs arêtes peuvent être trop vives. À ce sujet, la norme 6201 du Ministère exige que les filets des boulons ASTM F3125 soient roulés. Il est également possible que le grade des boulons ne soit pas adéquat. En effet, seuls les boulons ASTM F3125 sont en mesure de développer la tension produite par la méthode du tour de l'écrou.

Mentionnons aussi que l'entrepreneur doit répartir les contenants de boulons selon les différents joints de chantier des poutres principales de façon ordonnée et de manière à faciliter, en cas de problème, la traçabilité des lots de production de boulons assemblés sur l'ouvrage. Le surveillant doit demander à l'entrepreneur, avant la pose des boulons, la répartition qu'il propose de faire pour pouvoir tenir le registre le plus exact possible de cette répartition.

8.4.4 Attestation de conformité des goujons

Pour chaque livraison de goujons, l'entrepreneur doit fournir au surveillant une attestation de conformité et les résultats des analyses et des essais démontrant que les goujons sont de type B et qu'ils respectent les exigences de l'annexe H de la norme CSA W59.

Pour des travaux de fabrication d'un ouvrage en acier neuf en usine, l'attestation de conformité est souvent remise au laboratoire mandaté par la DCQM pour le suivi des travaux. Pour des travaux de réparation, l'entrepreneur la remet au surveillant lorsque la DCQM n'effectue pas de contrôle en usine.

8.5 FABRICATION

Il est important de mentionner que le CCDG interdit de cambrer (verticalement) ou de cintrer (horizontalement) à la chaleur les poutres assemblées à âme pleine. Cette exigence vise à éviter les problèmes associés à cette pratique, comme des déformations permanentes non désirées. Les poutres doivent donc être fabriquées (plaques préalablement découpées) selon leur cambrure et leur courbure finales prévues aux plans.

Avant le départ des pièces de l'usine, le nettoyage exigé au CCDG est particulièrement important pour les ouvrages fabriqués à partir d'acier A ou AT, non recouverts d'un revêtement anticorrosion (peinture, métallisation), dans le but de faire disparaître la calamine, les liquides de coupe et de perçage ainsi que toute huile et toute saleté. Ce nettoyage permet d'amorcer le processus d'autoprotection de façon efficace et uniforme.

De plus, une fois la fabrication terminée, la préparation des surfaces d'acier des assemblages boulonnés est effectuée en usine, selon les exigences de l'article 15.8.6.1 « Joints boulonnés » du CCDG. Le surveillant doit consulter la partie 8.6.1 « Joints boulonnés » de ce chapitre pour plus de détails.

Redressement des pièces

Bien que l'article 10.24.4.4 de la norme CSA S6 autorise le redressement de pièces courbées ou pliées par accident, par exemple lors de leur manipulation ou pour corriger une non-conformité, il est important de rappeler que le CCDG interdit cette pratique pour la fabrication des pièces. Le recours à cet article par l'entrepreneur est encadré au devis spécial; en effet, il précise que l'entrepreneur doit alors présenter au surveillant, au moins 2 jours avant le redressement, une procédure de redressement signée par un ingénieur. Le surveillant doit analyser cette procédure avant d'autoriser par écrit l'entrepreneur à procéder au redressement.

L'ingénieur qui a signé la procédure et le surveillant doivent être présents lors du redressement, compte tenu des risques d'endommagement permanent dus à ce genre de travaux. Une fois les travaux terminés, l'entrepreneur doit remettre au surveillant, avant le transport des pièces vers le chantier, un avis signé par cet ingénieur confirmant que les travaux de redressement ont été réalisés selon la procédure soumise.

Lors des opérations de soudage des semelles et des raidisseurs, il se produit presque inévitablement un certain voilement de l'âme. Les tolérances pour ces voilements sont définies dans la norme CSA W59. Les conceptions courantes ne considèrent que très rarement les âmes comme étant raidies, bien qu'il y ait présence de raidisseurs aux contreventements. C'est pourquoi, sauf indication contraire du concepteur, les tolérances doivent être celles des âmes non raidies indiquées au tableau J3 de l'annexe J de la norme CSA W59 (voir aussi l'article 12.5.3.1 de cette norme). Si ces tolérances ne sont pas respectées, le fabricant doit proposer une procédure de correction des âmes et la transmettre au concepteur pour commentaires.

8.5.1 Réunion préalable

La réunion préalable à la fabrication des poutres assemblées est une étape préparatoire importante, puisqu'elle permet à tous les intervenants, regroupés, de planifier adéquatement les travaux et de passer en revue les plans d'atelier et les exigences du devis technique. Cette réunion est organisée par le surveillant, qui doit inviter, en plus de l'entrepreneur et de l'entreprise chargée par ce dernier de la fabrication de l'ouvrage en acier, le concepteur et le représentant de DCQM.

Soulignons que la réunion n'a lieu qu'une fois les plans d'atelier visés par le concepteur et, lorsque les travaux sont confiés en tout ou en partie par le fabricant à un ou à des sous-traitants, qu'après la remise au surveillant de la liste de ces sous-traitants. La première exigence vise à ce que le but de la réunion soit de discuter de la fabrication des poutres et non pas du contenu des documents requis. De plus, cette façon de faire assure que tous les documents sont valides au début de la fabrication. La deuxième exigence, quant à elle, vise à officialiser le fait que le fabricant procédera lui-même ou non à la fabrication, ce qui permet d'organiser et de planifier correctement la surveillance en usine et, comme cela est exigé au CCDG, de faire une réunion préalable à l'usine de chacun des sous-traitants. Ce dernier point est important, car le fabricant n'informe pas toujours adéquatement ses sous-traitants des exigences du Ministère.

Un ordre du jour typique d'une réunion préalable à la fabrication est présenté ci-après. Ce dernier est exhaustif et peut être adapté à la réalité du projet.

Ordre du jour de la réunion préalable à la fabrication

1. Présentation des participants
2. Communication
3. Description du mandat
4. Responsabilité du surveillant
5. Responsabilité du représentant du surveillant en usine
6. Plans, devis et exigences du CCDG
   - 6.1. Marquage des pièces
   - 6.2. Contrôle des soudures
   - 6.3. Prémontage en usine
   - 6.4. Autorisation de livraison
7. Plans d'atelier
8. Fournisseurs et sous-traitants
   - 8.1. Matériaux
   - 8.2. Essais non destructifs
   - 8.3. Revêtements
   - 8.4. Transport
   - 8.5. Montage
9. Documents requis
   - 9.1. Plan qualité – Assurance qualité – PRIE
   - 9.2. Cartes de qualification du personnel affecté aux soudages
   - 9.3. Laboratoire et inspecteurs
   - 9.4. Procédures de soudage et feuilles de données
   - 9.5. Liste d'ouvrages similaires réalisés par le fabricant
   - 9.6. Qualification et expériences du procédé SAW
   - 9.7. Attestations de conformité
10. Traitement des non-conformités
11. Échéancier de fabrication
12. Prochaine réunion
13. Autres
14. Visite de l'usine

8.5.2 Découpage

Pour des travaux de découpage s'effectuant au chantier dans le cadre d'un projet de réparation, le découpage au chalumeau doit être approuvé par le surveillant. La méthode proposée doit minimalement assurer des lignes de coupe rectilignes, l'enlèvement des derniers 3 à 5 mm d'acier se fera par meulage, et des arêtes d'un rayon d'environ 1,5 mm. Les surfaces d'acier environnantes doivent aussi être protégées des éclaboussures. Le chalumeau peut généralement être remplacé par une scie portative.

À la suite du découpage, il faut supprimer toutes les bavures et déformations sur les bords des plaques, et arrondir les arêtes vives selon un rayon de 1,5 mm, conformément aux exigences du CCDG afin d'optimiser la durabilité du revêtement anticorrosion. Le découpage au chalumeau au chantier est permis pour la démolition complète d'un ouvrage. Il en est de même pour l'arasement des pieux, car la partie des pieux ainsi arasés est ensuite enfouie dans le béton des semelles. Dans le cas des joints soudés des pieux, le découpage au chalumeau est permis dans la mesure où la méthode utilisée est compatible avec la procédure de soudage pertinente.

Rappelons que le CCDG n'exige plus le marquage des pièces au moyen d'un poinçon en raison des problèmes de lecture occasionnés par le revêtement anticorrosion. Le numéro de coulée des pièces sur les plans d'atelier « tel que construit » est inscrit en remplacement du poinçon (ou des étiquettes code-barres utilisées en usine par certains fabricants) pour référencer les pièces découpées (par numéro de coulée).

Toutefois, il faut marquer les petites pièces (contreventements, diaphragmes et plaques des joints d'assemblage) pour faciliter le montage. Ce marquage peut parfois être fait au crayon, mais il s'agit le plus souvent d'étiquettes attachées aux pièces. Une pratique nouvelle consiste en un marquage au plasma. Il est réalisé lors de l'étape du coupage des pièces et avec le même outil : le chalumeau au plasma brûle superficiellement l'acier et laisse ainsi les marques désirées. Cette pratique est cependant interdite au CCDG, car les tests effectués montrent un certain risque de création d'une zone affectée thermiquement (ZAT) pouvant être nuisible en fatigue.

8.5.3 Perçage

Les bavures, présentes autour des trous après le perçage, n'ont pas à être enlevées si elles sont inférieures à 1,5 mm. En effet, les essais réalisés par l'AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) et la FHWA (Federal Highway Administration), maintenant ajoutés au manuel du Research Council on Structural Connections (RCSC), ont démontré que les bavures pouvaient contribuer à améliorer la friction dans les joints de type antiglissement. Toutefois, au-delà de cette valeur, elles peuvent considérablement nuire et doivent être meulées à ras. De plus, si les trous ne font pas partie d'un assemblage boulonné, ces bavures doivent être meulées à ras. Il est nécessaire de nettoyer les surfaces d'acier avec un solvant si de l'huile est utilisée lors du perçage.

De plus, la norme CSA S6 exige que le diamètre final des trous soit de 2 mm plus grand que le diamètre nominal du boulon, sauf si les plans contiennent d'autres indications.

Les distances entre les trous et par rapport à la rive des plaques dépendent des critères de conception et d'étanchéité de l'assemblage. En raison des efforts à transmettre d'une pièce à l'autre, le concepteur doit choisir le diamètre et le nombre des boulons, puis déterminer la géométrie de l'assemblage.

Le perçage au chantier doit être effectué au moyen d'une mèche emporte-pièce et d'un gabarit métallique. Il est interdit d'utiliser un chalumeau pour ne pas créer des trous plus ou moins ronds et dont le diamètre ne respecte pas les exigences. Le perçage des trous non spécifiés dans les plans et devis est lui aussi interdit.

Dans le cas d'un ouvrage existant, les nouvelles pièces ne doivent pas être percées en usine, mais plutôt percées en chantier en raison de l'imprécision des plans d'origine. Durant le perçage, il faut fixer la foreuse à la pièce au moyen d'un électro-aimant pour assurer la stabilité de l'outil et la perpendicularité des trous. Il est recommandé, si possible, que la pièce démantelée serve de gabarit pour la fabrication de la nouvelle pièce.

8.5.4 Soudures

Les assemblages soudés étant généralement réalisés en usine, les soudures au chantier sont réduites au strict minimum; quant aux assemblages boulonnés, ils peuvent être réalisés et contrôlés dans les conditions plus difficiles d'un chantier (température, humidité, vent, préparation des surfaces).

Toutes les soudures réalisées au chantier sont indiquées dans les plans scellés ou visés par le concepteur, et elles se limitent souvent aux pieux, aux appareils d'appui et aux joints de tablier. Il est par conséquent interdit d'effectuer une soudure non prévue dans ces plans; il est également strictement interdit de faire des soudures temporaires sur des éléments permanents. Cette interdiction est indiquée à l'article 15.16 « Dispositions diverses » du CCDG.

Le soudage des appareils d'appui à la semelle inférieure des poutres principales (et, dans certains cas, à la plaque d'assise des appareils d'appui à élastomère confiné) est réalisé au chantier, ce qui facilite leur ajustement en fonction de l'emplacement final des poutres. Entre les diverses sections d'un pieu, les soudures sont réalisées au fur et à mesure de son enfoncement.

Si des travaux de soudage sont requis pour des réparations de fissures sur des éléments d'un ouvrage en acier existant, il faut vérifier les exigences particulières du devis spécial à ce sujet.

Le procédé de soudage SMAW (*Shielded Metal Arc Welding*) est le plus couramment employé au chantier puisque, tout en offrant une grande liberté d'exécution et de conception, il est très économique. Ce procédé manuel est un soudage à l'arc électrique par électrode métallique de courte longueur enrobée de produits de protection. Le principe est relativement simple. Un arc électrique très intense est produit entre l'électrode consommable et la pièce à souder (voir la figure 8.5-1). Cet arc fait fondre une partie de la pièce à souder ainsi que l'électrode, et enflamme l'enrobage de protection (*flux*), qui se transforme en un mélange liquide et gazeux, éloignant l'oxygène et l'hydrogène du bain de fusion. Le procédé FCAW est relativement identique, mais le *flux* se trouve à l'intérieur d'un très long et mince tube d'acier constituant le métal d'apport.

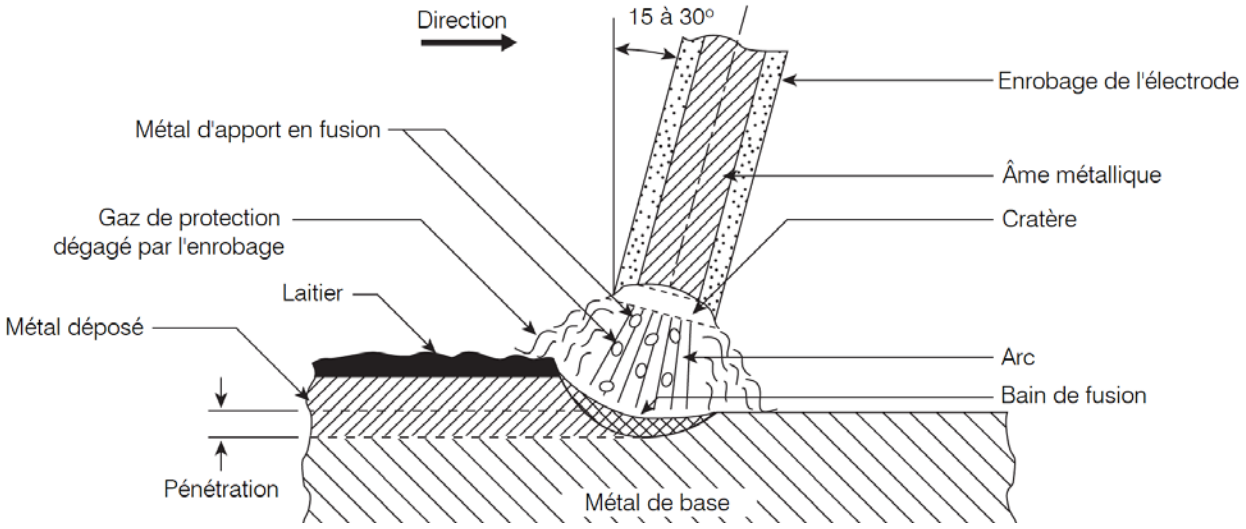


Figure 8.5-1 Procédé de soudage àélectrode enrobée SMAW

Entreposage des électrodes

Comme les électrodes doivent être à enrobage basique ou désignées à hydrogène contrôlé (HC), elles doivent être livrées au chantier dans des contenants scellés ne présentant aucun signe d'endommagement. Une fois retirées de leur emballage initial, les électrodes doivent demeurer au sec, puisque leur enrobage absorbe l'humidité, ce qui favorise la fissuration dans le métal fondu et les zones adjacentes. Ces fissures, généralement microscopiques, peuvent se propager et provoquer une rupture.

Pour garantir l'absence d'humidité, les électrodes du procédé SMAW, une fois retirées des contenants scellés, doivent être entreposées au chantier dans un four portatif dont la température est maintenue à au moins 120 °C. Les électrodes qui ont été mouillées doivent être jetées. Celles qui ne sont pas utilisées dans les 4 heures suivant leur retrait d'un four portatif ou de l'emballage d'origine scellé doivent également être jetées.

Les bobines des procédés FCAW et MCAW doivent être retirées de leur sac sous vide et utilisées dans le plus court délai possible. Le flux se trouvant à l'intérieur de l'électrode est moins sensible à la présence d'hydrogène et d'oxygène, lesquels doivent cependant faire l'objet de précautions concernant le contrôle du point de rosée. En présence d'humidité et si les bobines sont plus froides que l'air ambiant, une mince couche de condensation se formera sur l'électrode dès l'ouverture du sac. Le surveillant peut consulter les fiches techniques des bobines afin de connaître les précautions à prendre.

Symboles de soudage

Toutes les soudures doivent être réalisées conformément aux symboles de soudage spécifiés dans les plans. La figure 8.5-2 présente les symboles de soudage couramment utilisés. Bien que cette figure semble très complexe, les symboles de soudage sont relativement schématiques. Leur forme ressemble en effet beaucoup à celle de la soudure à produire.

Un symbole de soudage, composé d'un certain nombre d'éléments standards, fournit l'information nécessaire au soudeur et à l'inspecteur pour effectuer leur travail.

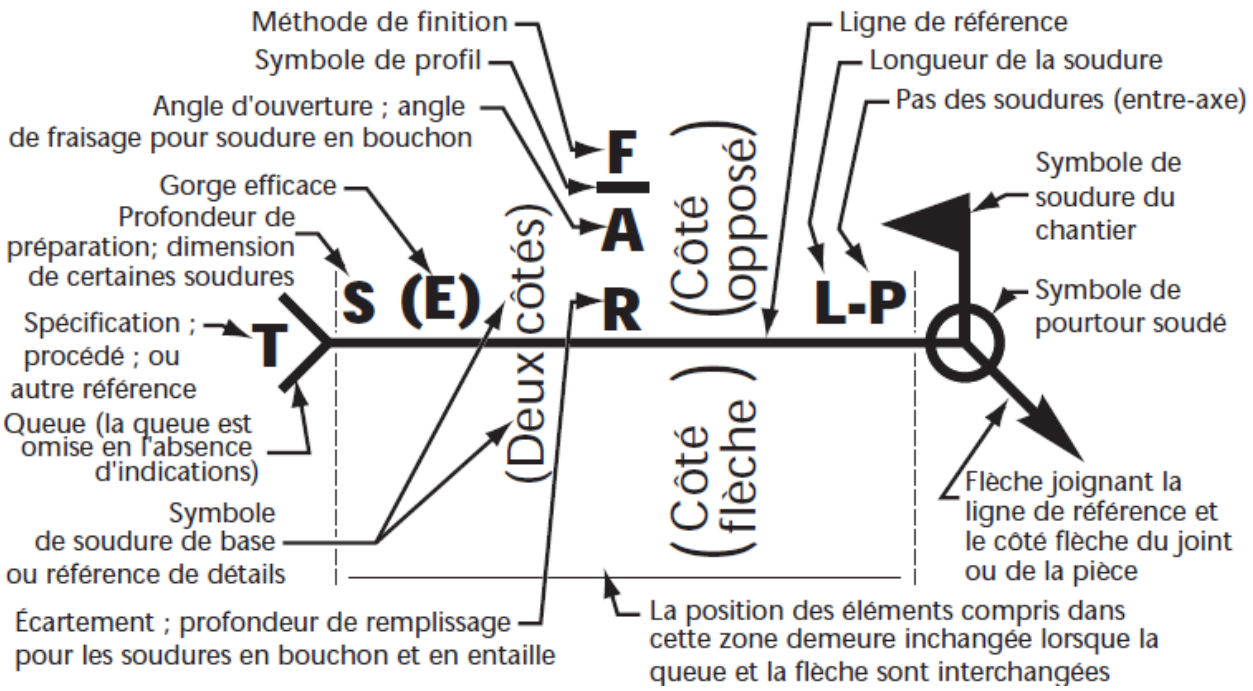


Figure 8.5-2 Symbole de soudage
(Source : Norme CSA W59-13, annexe D, figure D.1.)

Ligne de référence

La ligne de référence sert à définir les opérations désirées. Elle peut être multiple, auquel cas la première opération à réaliser est celle indiquée sur la ligne la plus proche de la flèche. Elle peut également servir à indiquer les essais non destructifs exigés.

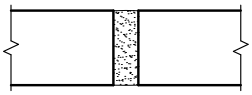
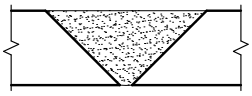
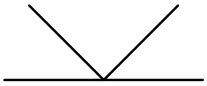
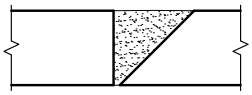
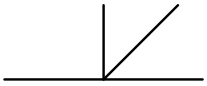
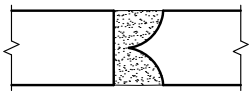
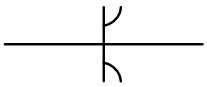
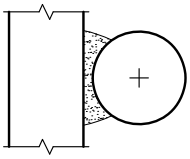
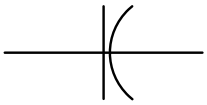
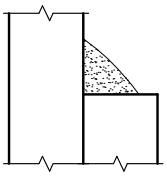
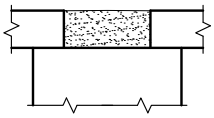
Flèche

La flèche pointe le joint à souder et est reliée à la ligne de référence. Les opérations inscrites en dessous de cette ligne doivent se faire du côté du joint pointé par la flèche. Celles inscrites au-dessus de la ligne de référence doivent se faire du côté opposé de celui pointé par la flèche. Une flèche brisée indique le besoin d'une préparation et pointe dans la direction de l'élément à préparer.

Symboles de soudure de base

Les symboles de soudure de base sont montrés au tableau 8.5-1. Ces symboles sont utilisés au-dessus ou au-dessous de la ligne de référence et servent à spécifier le type de préparation à effectuer avant la soudure.

Tableau 8.5-1 Symboles de soudures de base

	Types de soudure	Symboles de soudure
Soudures sur préparation	 À bords droits	
	 En V	
	 En demi-V	
	 En J double	
	 En demi-V double à bord tombé	
Soudures d'angle		
Soudures en bouchon		

Dimension de la soudure

La dimension, soit la grandeur caractéristique d'une soudure, est définie selon le type de cette soudure. D'une façon générale, les valeurs inscrites indiquent en premier lieu (à gauche du symbole) la dimension de la soudure en millimètres puis, au besoin (à droite du symbole), sa longueur en millimètres suivie, s'il y a lieu, de la valeur indiquant l'espacement de centre à centre entre chaque longueur. L'absence de longueur signifie que la soudure est faite tout au long de cet axe. Le symbole de soudure apparaissant en dessous de la ligne de référence renvoie au côté pointé par la flèche, et inversement.

Pour une soudure d'angle, la dimension du cordon de soudure est indiquée par un chiffre placé à gauche du triangle rectangle utilisé comme symbole. Lorsqu'ils sont requis, la longueur et l'espacement des soudures sont indiqués par des chiffres placés à la droite de ce symbole.

Soudure périphérique

Un cercle placé à la jonction de la flèche et de la ligne de référence signifie que la soudure doit être exécutée sur tout le contour de la surface en contact des deux pièces à souder.

Soudure au chantier

Un drapeau noir triangulaire placé à la jonction de la flèche et de la ligne de référence signifie que la soudure doit être réalisée au chantier.

Queue

La queue permet de compléter, au besoin, l'information provenant des autres éléments du symbole de soudure; elle n'est utilisée que lorsque c'est nécessaire. Cela peut être le cas pour une référence à un procédé de soudage ou au numéro de la feuille de données, ou être simplement l'expression *type* si la soudure est représentative de toutes les soudures montrées sur un dessin.

La note *GTSM* (*Gouged to Sound Metal*), qui signifie qu'on doit procéder à un gougeage jusqu'au métal sain, est parfois spécifiée dans la queue du symbole de soudage. Cette note s'applique aux soudures à pénétration complète et indique qu'il est requis, à une étape précise du soudage, d'enlever jusqu'au métal sain les premières passes de soudure qui peuvent contenir certains défauts ou impuretés. Ce gougeage est réalisé par l'arrière de la soudure, et une ou des passes de soudure supplémentaires doivent être réalisées par la suite pour compléter la soudure.

La note *CJP* (*Complete Joint Penetration*) peut apparaître sans symbole de soudure. Dans ce cas, le procédé doit être déterminé par l'ingénieur en soudage, l'objectif étant d'obtenir une soudure à pénétration complète, donc sur 100 % de l'épaisseur, en plus d'un léger débordement.

Préparation du métal de base

Bien que la préparation du métal de base fasse partie des exigences des procédures de soudage et des feuilles de données remises au surveillant, certaines notions fondamentales sont à souligner.

Les surfaces à souder et les surfaces adjacentes en contact doivent être lisses, uniformes et exemptes d'arêtes, de fissures ou d'autres défauts susceptibles de nuire à la qualité ou à la résistance de la soudure.

Les surfaces à souder doivent également être maintenues sèches et exemptes de calamine non adhérente, de laitier, de rouille écaillée, de peinture, de zinc, de graisse et d'huile dans un rayon de 50 mm d'une soudure.

La préparation des surfaces peut comprendre également le préchauffage et le postchauffage des joints pour empêcher la fissuration et diminuer le plus possible les distorsions dues au retrait et l'apparition de fissures dans les soudures si les conditions suivantes l'exigent :

- les conditions météorologiques, notamment la température ambiante;
- le type d'acier;
- l'épaisseur du matériau;
- le type de joint;
- la passe du fond pour une soudure multipasse;
- les contraintes imposées au joint au cours du soudage.

Le préchauffage, qui est décrit à la procédure de soudage, est généralement réalisé au moyen d'un chalumeau au propane muni d'un diffuseur à son extrémité. Pour de plus grandes zones, le préchauffage peut être réalisé à l'aide de couvertures de céramique chauffantes. Il est important de noter que la température de préchauffage doit être maintenue pendant l'exécution du soudage et le refroidissement doit se faire graduellement. Si l'opération de soudage est interrompue si longtemps que la température des surfaces baisse sous les températures minimales mentionnées, il faut reprendre le préchauffage avant de poursuivre le travail.

Comme le spécifie la norme CSA W59, le soudage ne doit pas être effectué lorsque la température ambiante est inférieure à -18 °C.

Pour que toutes ces exigences soient respectées, un abri peut être nécessaire. Il vise à protéger les pièces à souder des effets directs du vent, de la pluie et de la neige pour que les opérations de soudage se réalisent à une température ambiante contrôlée. La protection gazeuse autour de l'arc de soudage est particulièrement sensible au vent.

Mentionnons que la température de préchauffage des surfaces doit être vérifiée au moyen d'un thermomètre à infrarouge ou d'un crayon d'indicateur de température. Le CCDG exige aussi que les pièces à souder soient préchauffées immédiatement avant les travaux de soudure, ce qui élimine l'humidité. Cette exigence s'applique surtout au chantier, où les conditions météorologiques varient.

Dans le but de contrôler le refroidissement des zones préchauffées et la soudure elle-même, il peut être nécessaire d'envelopper ces parties d'un matériau isolant ignifuge.

Soudage des goujons

Les goujons à installer au chantier doivent être soudés à l'aide d'une machine à souder automatique, appelée goujonneuse (voir la photographie en fin de chapitre), selon les exigences de la norme CSA W59. Ils peuvent cependant être soudés manuellement si leur quantité est faible et sous réserve de l'approbation du concepteur.

Les goujons et le dessus des semelles des poutres doivent être exempts de rouille, de piqûres, de calamine, d'huile ou d'autres matières susceptibles de nuire à la qualité du soudage. Les dispositifs de protection de l'arc (viroles en céramique) doivent être secs.

Le surveillant doit se référer à la norme CSA W59 concernant les exigences relatives à l'inspection et, le cas échéant, à la procédure de réparation. Le concepteur peut lui fournir une copie de ces exigences.

Les principales exigences de la norme sont les suivantes :

- au moins 10 goujons doivent être soudés sur une pièce sacrificielle d'épaisseur et de nuance équivalant à celles de la pièce principale dans le but d'ajuster la goujonneuse. Ces goujons doivent par la suite être pliés à 90°. La soudure ne doit présenter aucune fissuration. Des fissures dans les goujons ou la plaque sont toutefois acceptables;
- au moins 2 goujons doivent subir un pliage à 15° au début de chaque quart de travail;
- après le soudage, les goujons doivent avoir un bourrelet (c'est-à-dire du métal en excès) complet sur tout le pourtour de leur base; au besoin, on peut les réparer en ajoutant une soudure d'angle. Le bourrelet est considéré comme acceptable si la soudure réalisée excède le prolongement de tige du goujon;
- au moins 1 goujon sur 150 doit subir un essai de pliage selon un angle de 15°. L'essai de pliage peut être réalisé à l'aide d'une masse ou d'un tuyau d'une longueur approximative de 1 m. Si la température du métal de base est inférieure à 0 °C lors de l'essai, le nombre de goujons mis à l'essai peut augmenter. Le pliage doit être réalisé vers l'intérieur de la pièce pour que le recouvrement de béton soit conservé;
- tout goujon réparé par soudage ou remplacé doit être soumis à un essai de pliage à 15°;
- les goujons présentant des fissures dans la soudure, dans le métal de base ou dans la tige au moment de l'inspection, doivent être remplacés ou réparés, au choix de l'entrepreneur. Dans le cas d'une réparation, une procédure doit être présentée. Le surveillant doit consulter le concepteur ou la DCQM (par l'entremise du chargé d'activité du Ministère pour un surveillant employé par un prestataire de services) pour toute information à ce sujet;
- les goujons qui ne présentent aucune défaillance à la suite de l'essai de pliage doivent demeurer dans leur position pliée;
- lorsqu'un goujon doit être enlevé d'un élément, des réparations par meulage ou par soudage peuvent être requises en fonction de la zone de l'élément, tendue ou comprimée, où était soudé le goujon et de l'importance du dommage dans le métal de base de l'élément. Le surveillant doit consulter le concepteur ou la DCQM (par l'entremise du chargé d'activité du Ministère pour un surveillant employé par un prestataire de services) pour toute information à ce sujet.

Soudures sur des pièces galvanisées

Les soudures sur des pièces galvanisées sont interdites parce que le zinc contamine le bain de fusion, ce qui peut introduire, à l'intérieur des soudures, des fissures microscopiques susceptibles de se propager au cours de la vie utile de l'ouvrage. De plus, les vapeurs produites sont extrêmement dangereuses pour la santé des travailleurs.

Il faut donc enlever toute la galvanisation, au droit de la soudure, sur 50 mm de part et d'autre de cette dernière, avant de procéder à une opération de soudage, de manière à ne pas altérer la qualité de la soudure. Une protection anticorrosion doit être ajoutée sur les soudures et les surfaces non protégées adjacentes selon les exigences du premier paragraphe de l'article 15.14.2.2.4 « Réparation après galvanisation » du CCDG.

8.5.4.1 Assemblage des poutres

L'assemblage des sections de poutre consiste à assembler chaque section qui est séparée de la suivante par un joint de chantier boulonné. Ainsi, au cours de la fabrication en usine, la notion de « poutre » vise plutôt chacune des sections d'une même poutre.

La première étape de la fabrication d'une poutre est le découpage des semelles et de l'âme individuellement. Ces éléments sont découpés selon la forme voulue, c'est-à-dire selon les courbures horizontale et verticale ainsi que selon la cambrure requise. Cette cambrure de fabrication est le résultat de la combinaison des déflexions indiquées au plan de conception et du profil longitudinal de la route. Il est important de comprendre que le tableau des déflexions des plans n'inclut pas la géométrie de la route. Les plans d'atelier produits pour le découpage de l'âme, quant à eux, doivent tenir compte de ces deux données. Lorsque la longueur disponible des plaques est insuffisante pour couvrir la pleine longueur d'une section de poutre, la ou les soudures bout-à-bout doivent être effectuées dans les éléments individuels (âme et semelles) avant l'assemblage de la poutre.

Une fois les semelles et l'âme préalablement préparées, les semelles sont soudées à l'âme à l'aide de soudures à l'arc submergé (SAW) sans arrêt-départ sur la longueur de la poutre. Les départs et les arrêts sont réalisés par l'ajout d'appendice en acier aux extrémités de la poutre. De cette manière, les arrêts et les départs sont effectués sur des éléments dits « sacrificiels » qui seront par la suite coupés.

Il existe deux méthodes d'assemblage des semelles à l'âme de la poutre. La première, plus traditionnelle, consiste à adosser les semelles à l'âme en position horizontale, à ajouter des soudures de pointage pour les maintenir en place, à bâtir une soudure définitive d'un côté (en position horizontale) pour les deux semelles, puis à retourner la poutre et à effectuer les soudures du côté opposé. La seconde méthode requiert un équipement spécialisé appelé *girder maker*. Cette méthode consiste à positionner une des semelles en position horizontale, à y déposer l'âme en position verticale et à effectuer les deux soudures sur une même semelle quasi simultanément (un léger décalage est obligatoire). Une fois la première semelle soudée, la poutre est tournée et la seconde semelle est soudée. Cette deuxième méthode peut nécessiter l'ajustement des températures de préchauffage. Dans ce cas, l'assistance de la DCQM est requise afin de vérifier si cet ajustement est possible ou afin d'en valider les paramètres.

Lors de l'opération de soudage semelles-âme des poutres, et puisqu'une quantité considérable de soudures est réalisée d'un seul côté des semelles, il est pratiquement inévitable que ces dernières se déforment. L'ampleur de ces déformations est limitée par la norme CSA W59.

Cependant, les tolérances de cette norme ne sont pas assez restrictives pour les zones des joints de chantier ainsi que les appareils d'appui. Dans le cas des joints de chantier, comme il s'agit de relier trois plaques relativement épaisses, des déformations importantes peuvent compromettre la

qualité du serrage des boulons. Pour les appareils d'appui devant être soudés aux poutres, les tolérances de contact entre la semelle et l'appareil apparaissent à l'article 10.24.7.3 de la norme CSA S6 ainsi qu'à l'article 5.8 de la norme CSA W59.

Globalement, ces deux normes donnent des tolérances de l'ordre de 0,25 à 0,50 mm dans la projection de l'âme ainsi que des raidisseurs. Le reste de l'appui ne doit pas présenter d'espacements supérieurs à 2 mm. Les déformations engendrées par le soudage âme-semelles peuvent aisément être de l'ordre de 6 à 10 mm, voire plus. L'inspecteur doit donc porter une attention particulière à la planéité des semelles et exiger des correctifs, s'il y a lieu.

Lors du soudage âme-semelles d'une poutre, il est assez fréquent que des voilements apparaissent dans l'âme de la poutre. Ces voilements ont des valeurs limites données à l'article 12.5.3.1 de la norme CSA W59, qui sont normalement de D/150 (*D* étant la hauteur de l'âme). Cependant, le CCDG précise qu'au joint de chantier, cette tolérance de bombement doit être du même côté, c'est-à-dire qu'elle ne peut être doublée à un joint de chantier, ce qui rendrait le boulonnage des goussets dans l'âme très difficile. Pour la même raison, le CCDG interdit d'avoir recours à l'article 12.5.3.2 de cette même norme, car il permet de doubler la tolérance au joint de chantier.

Lorsque les semelles ont été soudées à l'âme, les autres éléments sont ajoutés à la poutre, notamment les raidisseurs, les goussets et les goujons.

À la fin des opérations de soudage d'une section de poutre, la géométrie de cette section doit être conforme aux tolérances de l'article 5.8 de la norme W59.

8.5.4.2 Contrôle des soudures

Tous les travaux de soudage au chantier doivent au moins être inspectés visuellement avant, pendant et après le soudage, dans la majorité des cas. Les essais non destructifs doivent être réalisés conformément à l'article 15.8.5.4.2 du CCDG.

Le surveillant doit vérifier les points suivants avant le début des travaux de soudage au chantier :

- les soudeurs sont qualifiés pour le procédé devant être utilisé;
- les soudeurs sont au service d'une entreprise certifiée;
- les procédures de soudage, y compris les feuilles de données préparées par l'entreprise certifiée, sont remises au surveillant;
- l'inspecteur en soudage certifié (CGSB-48.9712) à l'emploi d'un laboratoire indépendant certifié (CSA W178.1) ou d'une entreprise certifiée (CSA W47.1) ou le superviseur en soudage certifié selon la nature des travaux (CSA W47.1) est au chantier. Dans le cas où uniquement une inspection visuelle est requise, l'inspecteur doit être certifié de niveau 2 par la norme CSA W178.2;
- un four à électrodes fonctionnel est sur place.

Le surveillant doit se reporter à la partie 8.4.1.1 « Certification de l'entreprise et qualification du personnel effectuant les soudures » du présent chapitre pour avoir plus d'information sur la qualification du personnel et sur la certification de l'entreprise chargée du soudage. Il doit se référer à la partie 8.1 « Documents requis » pour plus de détails concernant les procédures de soudage, y compris les feuilles de données ainsi que l'organisme chargé des examens non destructifs.

Compte tenu de l'ampleur des travaux de soudage à effectuer, le surveillant peut demander une assistance technique auprès de la DGS ou de la DCQM (par l'entremise du chargé d'activité du Ministère pour un surveillant employé par un prestataire de services) s'il juge que ses connaissances sont insuffisantes dans le domaine du soudage.

Contrôle par examens non destructifs

Ce contrôle est généralement réalisé au chantier uniquement pour les joints soudés des pieux ainsi que pour l'assemblage d'une pointe à un pieu tubulaire et d'une pointe Oslo à un pieu en H, pour fixer les appareils d'appui, pour les soudures d'étanchéité des joints d'assemblage boulonnés des joints de tablier, pour les joints d'assemblage soudés des joints de tabliers à plus d'une garniture et, lorsque cela est demandé dans les plans, pour les travaux de réparation. Les contrôles non destructifs incluent la vérification visuelle des soudures. Outre cette vérification, les deux méthodes utilisées pour le contrôle non destructif des soudures au chantier sont :

- l'examen magnétoscopique pour vérifier l'assemblage des appareils d'appui aux poutres ainsi que pour l'assemblage d'une pointe à un pieu tubulaire et d'une pointe Oslo à un pieu en H, des soudures d'angle effectuées lors d'une modification ou d'une réparation d'un ouvrage;
- l'examen par ultrasons pour vérifier les joints bout à bout à pénétration complète, comme les joints soudés des pieux.

L'examen par magnétoscopie consiste à induire un champ magnétique autour de la soudure à l'aide d'une culasse magnétique (appelée yoke en anglais, voir la photographie en fin de chapitre), qui est en réalité un électro-aimant. Une fine poudre est projetée dans la zone à inspecter et fait apparaître clairement les lignes du champ magnétique ainsi que les fissures et les défauts qui interrompent ce champ magnétique. Cet examen permet de détecter les fissures et les défauts dits « débouchants », mais pas les défauts de soudage interne. Il est très rapide et peu coûteux.

L'examen par ultrasons utilise une sonde (appelée *palpeur*) pour émettre et recevoir des ondes propagées à l'intérieur de la pièce d'acier. Les défauts internes modifient la propagation des ondes, qui sont interprétées par un ordinateur et schématiquement représentées sur un écran. Ce type de contrôle ne permet par l'inspection de soudures d'angle en raison des grands nombres d'échos engendrés par la forme du joint.

Les examens par radiographie utilisent des faisceaux d'électrons produits par des sources de rayons X ou Gamma (source radioactive). Les ondes sont très courtes et traversent l'acier même très épais et impriment un film maintenu du côté opposé de la pièce inspectée. L'avantage, outre les grandes capacités, est que le film peut être conservé et joint au rapport. Par contre, les rayons X et Gamma sont nocifs pour la santé et des mesures spéciales doivent être prisent afin de rendre leur utilisation sécuritaire (hors des heures de travail, zone évacuée, permis spéciaux, etc.).

Les exigences sur la portée des contrôles non destructifs sont énumérées au CCDG, à moins que des essais supplémentaires soient requis aux plans et devis. Globalement, ils portent sur les zones où s'effectuent des arrêts-départs de soudage, zones étant plus sujettes aux différents défauts.

Les contrôles par examens non destructifs doivent être faits en présence du surveillant. Pour ce faire, le CCDG prévoit que le surveillant soit avisé au moins 12 heures avant la réalisation des examens.

Les différents éléments du symbole utilisé pour le contrôle non destructif des soudures sont ajoutés dans les symboles de soudure. Pour alléger le symbole, les abréviations *VT* (visuel), *MT* (magnétoscopie), *UT* (ultrason) et *RT* (radiographie) sont utilisées.

Si des essais non destructifs (magnétoscopie, ultrasons, radiographie, etc.) doivent être effectués, l'inspecteur en soudage doit être certifié selon la norme CGSB/ONGC 48.9712 « Essais non destructifs – Qualification et certification du personnel ».

Vérification visuelle

La vérification visuelle est une méthode d'inspection effectuée par l'inspecteur en soudage avant, pendant et après le soudage de façon que toutes les soudures soient complètement vérifiées, à l'exception de celles des dispositifs de retenue, qui sont inspectées seulement après. C'est le seul examen pouvant être qualifié de *proactif* puisqu'il vise à vérifier la propreté, la qualité et le préchauffage des préparations avant le soudage. Il est peu coûteux et rapide.

Pour les drains, les drains d'interface, les soudures bout-à-bout des pieux et les soudures d'étanchéité des joints de tablier, l'inspecteur en soudage peut être remplacé par un superviseur en soudage certifié selon la norme CSA W47.1. L'article 15.8.5.4.2 du CCDG spécifie, selon le type d'ouvrages soudés, la portée (avant, pendant, après) de la vérification visuelle des soudures par un inspecteur en soudage et son lien d'emploi nécessaire avec une entreprise certifiée selon la norme CSA W47.1 ou avec un laboratoire certifié selon la norme CSA W178.1.

Pour les soudures soumises à des examens par magnétoscopie (MT) ou par ultrasons (UT) selon les prescriptions du CCDG, la portée de la vérification visuelle par l'inspecteur en soudage réalisant les essais est indiquée au même article du CCDG et se fait lors de la réalisation des contrôles non destructifs.

Avant le soudage, l'inspecteur en soudage doit s'assurer que les procédures de soudage, les matériaux d'apport, l'équipement de soudage, la qualité du métal de base et la compétence du personnel effectuant le soudage sont conformes aux exigences.

Pendant le soudage, l'inspecteur en soudage doit vérifier la préparation des pièces et les surfaces à souder, et veiller à ce que les conditions de soudage comme le préchauffage, la vitesse de soudage, le taux de dépôt ainsi que le type de courant utilisé sont conformes à la procédure de soudage.

Après le soudage, l'inspecteur en soudage doit vérifier les dimensions de la soudure et le postchauffage lorsque ce dernier est requis par la procédure de soudage. Il doit aussi effectuer un examen dimensionnel des pièces soudées, qui lui permet de s'assurer que l'opération de soudage n'entraîne pas de déformations des pièces soudées au-delà des tolérances permises.

Une fois le laitier (flux solidifié) enlevé des soudures, l'inspection après le soudage vise également à détecter les défauts de surface visibles, notamment les fissures larges, les soufflures débouchant à la surface (poches de gaz emprisonnées dans le métal fondu), les caniveaux de surface (fusion exagérée du métal de base pendant le soudage) et les inclusions de laitier (résidu de laitier emprisonné dans la masse du métal fondu). La norme CSA W47 présente les profils de soudures acceptables et inacceptables. Le contrôle des soudures est réalisé au moyen d'instruments de mesure qui permettent d'établir les dimensions de la soudure, de sa gorge et de sa convexité.

Les défauts dimensionnels et les défauts de surface visibles de la soudure doivent être corrigés conformément aux stipulations des normes CSA W59 et CSA S6 ainsi que selon les procédures de soudage pour les réparations par soudage. Ces procédures sont traitées à la partie 8.1 « Documents requis » du présent chapitre.

Toutes les soudures réalisées au chantier doivent faire l'objet d'une vérification visuelle selon les modalités indiquées au CCDG.

Rapport

Les vérifications de l'inspecteur en soudage doivent être consignées dans un rapport écrit et remis au surveillant avant l'inspection finale du soudage par ce dernier. Cependant, dans le cas des soudures réalisées au chantier, l'inspecteur en soudage doit donner sur-le-champ au surveillant un avis verbal attestant que les soudures sont conformes aux exigences, puis lui remettre le rapport dans un délai ne dépassant pas 7 jours. Cette façon de faire vise à ce que les travaux ne soient pas retardés, notamment ceux concernant l'enfoncement des pieux.

8.5.5 Prémontage en usine

Le prémontage en usine des poutres comportant des joints de chantier vise à ce que, lors de leur érection au chantier, aucun problème ne survienne en raison de l'incompatibilité des différentes pièces entre elles. Le surveillant ne devant pas tenir pour acquis que le prémontage a été fait, il doit demander à son représentant du surveillant en usine de s'en assurer.

Il est exigé, dans les cas cités au CCDG, que l'entrepreneur fournisse au surveillant un plan de prémontage détaillé expliquant chacune des étapes au moins 14 jours avant de procéder au prémontage. Le surveillant doit faire approuver par le concepteur le plan de prémontage et, par la suite, donner à l'entrepreneur un avis écrit l'autorisant à procéder.

Pour un joint de chantier d'une poutre principale, le perçage des trous doit être effectué à l'aide d'une des plaques de joint des semelles et de l'âme, dont les trous ont été percés au préalable pour que ces plaques servent de gabarit. Il est également permis de faire le perçage des plaques de joint ainsi que de l'une des deux sections de poutre à l'aide d'une perceuse à commande numérique et d'utiliser par la suite ces plaques comme gabarit pour le perçage de l'autre section de poutre. Donc, il est requis qu'une des sections de poutre soit percée lors du prémontage en usine.

Lors du prémontage, la variation admissible de cambrure au droit de chaque joint de chantier situé entre les appuis d'une travée doit être conforme aux tolérances de l'article A10.1.7.6 de la norme CSA S6. Dans le cas où une travée comporte trois sections de poutre ou plus, à défaut d'effectuer un prémontage complet de l'ensemble des sections de poutre composant cette travée, il importe que l'entrepreneur présente une méthode acceptable démontrant que ces tolérances sont respectées. Cela peut être fait en prémontant deux sections de poutre à la fois et en utilisant une corde de référence reproduisant une droite reliant chacun des appuis de la travée pour valider que la position relative des sections de poutre respecte les tolérances au sein de la travée. La corde de référence peut être physique ou virtuellement intégrée à un équipement d'arpentage.

8.5.6 Autorisation de livraison

Le CCDG exige qu'aucune pièce ne quitte l'usine avant que le rapport d'inspection concernant les examens non destructifs des soudures ait été remis au surveillant, qu'il ait effectué son inspection visuelle, que toutes les non-conformités aient été fermées et, finalement, qu'il ait donné son acceptation écrite autorisant son transport vers le chantier. Si les éléments en acier doivent recevoir, en tout ou en partie, un revêtement de protection (galvanisation, métallisation ou peinture), une première autorisation de livraison doit être délivrée avant ces travaux, puisqu'une fois les éléments revêtus, l'inspection ne peut être réalisée adéquatement.

Bien que, dans les faits, l'inspection finale et l'acceptation écrite soient sous la responsabilité du représentant du surveillant en usine, le surveillant doit lui rappeler de les effectuer.

De plus, bien que cette opération porte le nom d'*inspection visuelle*, il ne faut pas la substituer au plan qualité du fabricant de l'ouvrage. C'est ce dernier qui demeure entièrement responsable de la qualité et de la précision de la fabrication. L'inspection n'est qu'un contrôle relativement partiel, et l'opération consiste plutôt à vérifier que toute la documentation exigée a bel et bien été respectée. Lors de cette inspection visuelle, par exemple, le représentant du surveillant en usine peut ne faire qu'un relevé dimensionnel partiel ou une vérification globale des revêtements de protection.

8.6 MANUTENTION, TRANSPORT ET MONTAGE

Le levage des poutres principales durant le transport, la manutention au chantier et le montage doit être effectué à partir d'au moins deux points. L'ouvrage temporaire fixé à ces points est décrit dans les plans de montage, et l'entrepreneur doit s'y conformer en tout temps (voir la partie 8.2 « Exigences de conception » du présent chapitre). En aucun temps, des pièces temporaires ne doivent être soudées à la charpente finale.

Transport des poutres principales

Le surveillant doit s'assurer d'avoir les plans du système de support en main pour vérifier si le transport est effectué conformément aux exigences du CCDG. L'entrepreneur doit s'y conformer rigoureusement, et le représentant du surveillant en usine ne doit autoriser le transport d'une poutre que lorsque le système de support mis en place est jugé conforme.

Afin de ne pas endommager les différents éléments de la charpente, y compris les revêtements, il est recommandé d'insérer des pièces de bois ou d'autres matériaux entre les éléments. Dans le cas des contreventements par exemple, ils doivent être adéquatement séparés les uns des autres et solidement fixés sur une palette de transport.

Manutention au chantier

Le surveillant doit vérifier les différentes pièces à leur arrivée au chantier et s'assurer qu'elles n'ont pas été endommagées pendant le transport ou la manutention. Les défauts les plus courants sont la présence d'une entaille, d'une déformation localisée ou générale ou d'une altération du revêtement anticorrosion.

Une fois le déchargement des matériaux effectué, le surveillant doit vérifier que leur entreposage et la manutention des pièces au chantier sont faits de façon adéquate. Il est conseillé d'utiliser des élingues non métalliques ou tout autre système afin d'éviter le contact entre un composant métallique d'un équipement de manutention et les pièces à manipuler. Cependant, si l'entrepreneur utilise des élingues métalliques ou des chaînes, il doit protéger les surfaces en contact avec les pièces en acier au moyen de matériaux appropriés.

Les pièces métalliques endommagées doivent être réparées ou remplacées avant leur installation selon les modalités de l'article 15.14 « Galvanisation, métallisation et peinturage » du CCDG.

De plus, une fois le montage de l'ouvrage terminé, le surveillant doit vérifier que les trous laissés par l'enlèvement des ouvrages temporaires servant au levage des poutres sont comblés par des boulons A325. Si les poutres sont peinturées, les boulons doivent avoir le même revêtement que les poutres; dans les autres cas, ils doivent être galvanisés.

Vérification des blocs d'assise

Le CCDG exige que l'entrepreneur fournisse au surveillant un relevé d'arpentage de chaque bloc d'assise ainsi que les valeurs correspondantes demandées aux plans et devis. Ce relevé, qui doit être signé par un ingénieur, doit être remis au moins 7 jours avant la mise en place des poutres. Les tolérances sur les blocs d'assise sont traitées à l'article 15.4.3.5.8 « Finition du béton » du CCDG. En cas de non-conformité, l'entrepreneur doit présenter une procédure de correction des blocs d'assise. La précision des élévations est particulièrement importante dans le cas des poutres continues sur plusieurs travées.

Il est recommandé que le surveillant transmette de façon systématique au concepteur le relevé d'arpentage pour s'enquérir de la conduite à retenir avant que les poutres soient déposées sur les appareils d'appui.

Montage

Les méthodes et les techniques d'érection d'un ouvrage dépendent du type de structure, de la longueur des travées, des conditions du site et de l'équipement disponible. Le surveillant doit s'assurer d'avoir les plans de montage ainsi que les plans et les calculs du procédé de montage, présentés à la partie 8.1 « Documents requis » de ce chapitre, avant le début du montage de l'ouvrage. Il doit également prendre connaissance des plans et devis, et identifier les particularités du projet.

Puisque les plans et les calculs du procédé de montage sont réalisés à la suite d'une étude de stabilité et de résistance, pour que les efforts temporaires attribuables au montage de l'ouvrage, au bétonnage de la dalle ou au vent n'occasionnent pas de contraintes plus importantes que celles qui sont permises ni de conditions d'instabilité, l'entrepreneur doit s'y conformer rigoureusement.

Soulignons que c'est durant la phase de construction, lorsque l'ouvrage est incomplet, qu'il est le plus vulnérable. Cette vulnérabilité est encore plus grande dans le cas de la première poutre mise en place tant qu'une deuxième n'est pas à sa position finale et qu'elles ne sont pas contreventées.

Il faut donc s'assurer que l'ouvrage demeure stable durant la construction. Pour ce faire, le CCDG exige que l'entrepreneur mette en place le plus rapidement possible les contreventements et les ouvrages temporaires mentionnés aux plans et aux calculs du procédé de montage (voir la partie 8.1 « Documents requis » de ce chapitre).

Le CCDG exige aussi que l'entrepreneur transmette au surveillant un avis écrit signé par un ingénieur, indiquant la conformité de la mise en place des contreventements et des ouvrages temporaires. Cet avis, qui doit être remis à la fin de chaque quart de travail, ne peut être donné que lorsque tous les contreventements et ouvrages temporaires sont en place, particulièrement ceux situés en travée. L'ingénieur, qui peut être différent de celui qui a préparé les plans et les calculs du procédé de montage, doit lui-même inspecter, sans délégation possible, les contreventements et les ouvrages temporaires mis en place avant de signer son avis. Cette dernière exigence est importante, car c'est lui qui est le plus apte à détecter toute anomalie éventuelle.

Tous les joints de chantier des poutres doivent être boulonnés et serrés au serrage final avant l'ajout de toute charge additionnelle ou avant tout déplacement de la poutre effectué après l'assemblage du joint de chantier. Dans le cas des ponts à plusieurs travées, le CCDG exige qu'au minimum deux travées adjacentes soient boulonnées au serrage final avant l'ajout de charges supplémentaires. Ainsi, au moins trois travées doivent être boulonnées au serrage final, soit celle visée par l'ajout des charges supplémentaires et les deux adjacentes. Cela inclut, mais sans s'y limiter, le coffrage de la dalle ainsi que l'ajout d'armature. Cette précaution est importante, puisque l'ajout de charges additionnelles pourrait fausser les cambrures des travées ou même des poutres adjacentes si le serrage final n'est pas terminé. Cette exigence vise également les contreventements et diaphragmes des ponts courbes. Une légère passerelle d'accès aux zones des joints de chantier peut être tolérée, mais son poids doit être faible.

Les contreventements et les autres ouvrages temporaires mis en place pour assurer la stabilité de l'ouvrage durant le montage doivent demeurer en place jusqu'à ce que la charpente soit entièrement assemblée et stable. Normalement, à cette étape, il n'est plus requis de conserver les contreventements ou les supports temporaires pour le bétonnage de la dalle.

Lorsqu'un tablier est construit en plus d'une phase, ce qui facilite la gestion de la circulation, une largeur de bande minimale de dalle de béton ainsi que les contreventements ou diaphragmes intermédiaires situés sous celle-ci sont mis en place après le durcissement du béton des dalles situées de part et d'autre de cette bande.

Il faut donc que les trous requis pour l'assemblage de ces contreventements ou diaphragmes intermédiaires soient percés au chantier après le bétonnage des dalles de part et d'autre, la position finale de ces éléments étant encore inconnue. Il est également acceptable que les trous des contreventements et des diaphragmes intermédiaires à l'intérieur de cette bande minimale soient surdimensionnés de 2 mm (trou de 4 mm de plus que le boulon) pour donner une certaine latitude d'installation. Dans ces cas, les boulons doivent avoir une rondelle supplémentaire. On peut ainsi procéder à l'installation temporaire de ces éléments avant la mise en place du coffrage. Les fixations doivent cependant favoriser le déplacement vertical entre les phases, déplacement qui se produira pendant le bétonnage. Il peut donc s'agir de mettre en place quelques boulons temporaires serrés à bloc uniquement dans la partie supérieure, ce qui donnera de la liberté de mouvement à la partie inférieure.

Avant le montage et lorsque l'acier de l'ouvrage n'est pas recouvert d'un revêtement anticorrosion, le CCDG exige que l'entrepreneur protège adéquatement le béton des unités de fondation afin d'éviter que ce dernier soit taché par l'eau ruisselant sur l'acier. Il est beaucoup plus facile de protéger les surfaces de béton que de les nettoyer par la suite. Le CCDG exige aussi qu'une fois l'ouvrage terminé, toute souillure (taches d'huile et de graisse) sur les poutres et les unités de fondation, découlant du montage, soit enlevée. Cette dernière exigence vise à ce que l'entrepreneur soit vigilant puisqu'il a l'obligation de tout nettoyer avant de quitter les lieux. Compte tenu des produits particuliers nécessaires à l'enlèvement de ces souillures, il ne doit pas attendre pour faire le nettoyage prévu une fois l'ouvrage terminé (voir l'article 15.4.3.5.11 « Inspection, correction et nettoyage des surfaces » du CCDG).

Le surveillant doit se référer à la partie 8.5.4 « Soudures » de ce chapitre avant d'entreprendre la surveillance de soudures réalisées au chantier, notamment celles concernant les pieux et les appareils d'appui.

8.6.1 Joints boulonnés

Les assemblages boulonnés sont surtout utilisés au chantier, puisque leur qualité y est plus facile à contrôler que celle des assemblages soudés.

Préparation des surfaces

Dans le cas des assemblages de type antiglissement, il est très important que le serrage des boulons soit suffisant pour développer la résistance au glissement requise par ce type d'assemblage.

La préparation des surfaces d'acier des assemblages boulonnés des pièces est effectuée en usine, selon les exigences du CCDG. Le surveillant doit donc s'assurer, avant le montage, que l'état des surfaces des pièces respecte les exigences du CCDG, notamment celles spécifiant que les surfaces en contact sont à l'acier nu, revêtues de galvanisation, de métallisation ou d'un apprêt de catégorie B. La préparation des surfaces est nécessaire, notamment pour augmenter le coefficient de friction de l'acier dans le cas des assemblages antiglissement et pour améliorer l'étanchéité de tous les types d'assemblages.

Il est important que le surveillant fasse une inspection des surfaces des éléments de charpente métallique dès leur arrivée au chantier. En effet, il n'est pas rare que ces surfaces soient contaminées, lors du transport, par de la boue, de la glace, de l'huile, des sels de déglaçage ou d'autres contaminants. Dans ce cas, l'entrepreneur doit procéder au nettoyage en profondeur de ces surfaces avant le montage. Les commentaires du tableau 10.8 de la norme CSA S6 donnent des indications concernant les surfaces acceptables. Si un doute persiste, l'article 15.8.6.1 « Joints boulonnés » du CCDG donne la possibilité au surveillant d'exiger qu'un inspecteur spécialisé fasse une inspection complète des zones touchées. En période hivernale notamment, les surfaces peuvent se charger de chlorures, ce qui, conjugué aux basses températures, peut faire qu'elles ont besoin de nettoyages intensifs au moyen de produits spécialisés. Dans ce cas, le nettoyage des surfaces situées à l'extérieur des assemblages boulonnés peut être effectué au printemps suivant.

Le CCDG comporte certaines exigences concernant le revêtement des surfaces apparentes (visibles après les travaux) des joints de chantier de poutres principales ainsi que des contreventements de ponts courbes. En effet, ces surfaces ne doivent recevoir que la première couche du système de recouvrement (galvanisation, métallisation ou peinture à base de zinc d'un système homologué) à l'usine. Les autres couches du revêtement doivent être réalisées en chantier et selon les exigences de l'article 15.14.4.3.2 c) « Application » du CCDG.

Un assemblage antiglissement est conçu pour transmettre les efforts par friction entre les pièces assemblées alors qu'un assemblage par contact transmet les efforts par la butée des boulons contre les pièces assemblées. L'assemblage antiglissement transmet donc les efforts grâce à la friction générée par le serrage des boulons qui exerce une force de compression sur les pièces assemblées. La résistance au glissement par friction est d'autant plus grande que la force qui comprime les pièces assemblées est importante et que le coefficient de friction entre les surfaces en contact est élevé. L'état des surfaces en contact est donc un facteur très important dans la capacité d'un assemblage, d'où la nécessité d'une bonne préparation.

Un assemblage antiglissement est requis lorsque l'assemblage est sollicité par des charges cycliques occasionnant de la fatigue, de fortes vibrations ou des renversements d'efforts ainsi que par un effort de cisaillement combiné à un effort de tension. Il est aussi nécessaire pour tout assemblage dans lequel des boulons sont installés dans des trous surdimensionnés, auquel cas une rondelle supplémentaire est requise.

La préparation des surfaces sert aussi à assurer l'étanchéité des assemblages; l'enlèvement de toutes les imperfections de surfaces assure enfin que les pièces sont en contact sur toutes leurs surfaces.

Peinturage des boulons

Le peinturage des boulons, si requis, doit être effectué après leur serrage final au chantier (voir l'article 15.14.4.3.2 c) « Application » du CCDG), puisque ce serrage peut endommager une peinture déjà appliquée. Un dégraissage à l'aide d'un solvant doit précéder le peinturage. Le même article du CCDG prévoit le peinturage des surfaces apparentes des joints de chantier n'ayant reçu en usine que la couche primaire.

Livraison et entreposage des boulons

Les boulons, écrous et rondelles doivent être livrés assemblés sur le chantier dans des contenants scellés à l'usine du fournisseur. Le surveillant doit inspecter le scellement des contenants aussitôt qu'ils sont livrés au chantier. Cette exigence vise à éviter que des boulons provenant de contenants déjà entamés sur d'autres chantiers ne soient utilisés. En effet, il est alors difficile d'associer ces boulons à un lot précis (ou à une attestation de conformité précise) puisqu'ils peuvent provenir de plusieurs contenants. De plus, des contenants non scellés impliquent souvent que des boulons ne sont pas dans un état acceptable puisqu'ils ont probablement été exposés à l'humidité, à la poussière et aux saletés de toutes sortes; pire, ils peuvent avoir déjà été rejetés sur un autre chantier après utilisation.

Mentionnons aussi que les boulons, écrous et rondelles ne doivent pas être livrés dans des contenants séparés; en effet, les boulons doivent arriver au chantier assemblés, c'est-à-dire qu'un écrou et une rondelle sont en place sur chaque boulon. Cette exigence de la norme CSA S6 est importante, car le fournisseur de boulons (à distinguer du ou des fabricants des boulons, des écrous et des rondelles) doit s'assurer de la compatibilité des pièces entre elles, d'où la formation de lots de boulons assemblés à la suite des essais qu'il a réalisés pour vérifier la tension minimale des boulons.

Le surveillant doit s'assurer que le fournisseur a bien identifié les contenants de boulons assemblés livrés au chantier, comme l'indique le CCDG. Cette précaution vise à assurer une bonne gestion des boulons au chantier selon la vérification de la tension minimale des lots de boulons.

Entreposage des boulons

De plus, il est important que les boulons, les rondelles et les écrous soient entreposés adéquatement au chantier de manière à être conservés dans le même état qu'au moment de la livraison; ils doivent donc être protégés de la poussière, de la saleté et de l'humidité. Mentionnons que des boulons qui ont été ainsi exposés aux intempéries ne peuvent plus être mis en place correctement en raison de l'augmentation de la friction entre l'écrou et le boulon, ce qui fausserait les résultats du serrage final. Après chaque journée de travail, les boulons, écrous et rondelles qui n'ont pas été utilisés doivent être retournés au site d'entreposage. Le surveillant doit être très vigilant, car il n'est pas rare qu'un entreposage soit inadéquat au chantier.

Il est recommandé de rejeter les boulons mal entreposés, qui ne sont plus dans l'état où ils étaient lors de la livraison et qui sont donc susceptibles de provoquer une torsion excessive lors du serrage. Dans le doute, un nouveau contrôle de réception des boulons peut être demandé et, s'il s'avère positif, l'entreposage des boulons doit être conforme à partir de ce moment.

8.6.1.1 Mise en place des boulons

Procédure de boulonnage

Le surveillant doit vérifier soigneusement la mise en place des boulons afin de s'assurer que les assemblages sont réalisés adéquatement. Pour ce faire, il doit notamment s'attarder aux points suivants :

- la vérification sommaire des pièces percées en usine;
- la procédure de boulonnage;

- la réunion préalable au boulonnage pour les joints de chantier des poutres principales;
- la vérification de la tension minimale des boulons;
- l'avis de l'entrepreneur (quart de travail);
- l'alignement des poutres principales;
- la longueur des boulons;
- le serrage à bloc des boulons;
- le marquage des boulons;
- le serrage final des boulons;
- le remplacement des chevilles d'assemblage;
- le déplacement de poutres assemblées (si elles n'ont pas été assemblées à leur emplacement définitif);
- le serrage final des boulons de tous les joints boulonnés avant l'ajout de charges supplémentaires;
- les contrôles de la qualité de l'entrepreneur et du surveillant;
- l'avis de l'entrepreneur (attestation de conformité).

Ces points, listés selon l'ordre chronologique des travaux, sont décrits plus loin. Mentionnons qu'ils s'appliquent à tous les assemblages boulonnés, à l'exception de la réunion préalable au boulonnage, du déplacement des poutres assemblées et de l'alignement des poutres qui ne concernent que les poutres principales.

Il est important de souligner que le seul serrage permis dans le CCDG est celui par rotation de l'écrou. Il implique trois étapes principales : le serrage à bloc, le marquage et le serrage final des boulons.

Pour une question esthétique, les écrous sont placés du côté le moins visible de l'ouvrage, pourvu que l'espace disponible le permette.

Les boulons sont posés avec une rondelle placée sous l'élément qu'on tourne durant le serrage, soit le boulon ou l'écrou, afin de ne pas endommager la pièce à assembler. Il faut utiliser des rondelles aux deux extrémités lorsqu'on emploie des boulons de type A490 avec des pièces dont la limite élastique de l'acier est inférieure à 280 MPa et lorsque le trou est surdimensionné, pour que les contraintes soient mieux réparties entre les pièces à assembler et l'écrou ou la tête du boulon.

Si les surfaces à boulonner présentent une pente, des rondelles biseautées peuvent être requises. Pour plus de détails, il faut consulter l'article A10.1.6.6 de la norme CSA S6. Il y est mentionné que des rondelles biseautées sont nécessaires lorsque la pente des plaques excède 5 %. L'exigence de la norme CSA W59 est une pente de 1:20, soit de même valeur, 5 %.

Vérification sommaire des pièces percées en usine

Bien qu'un contrôle soit réalisé en usine, il est conseillé de faire une dernière vérification du perçage des pièces dès que celles-ci sont livrées au chantier. Les points à vérifier par le surveillant sont les suivants :

- le diamètre des trous doit avoir 2 mm de plus que le diamètre nominal des boulons, sauf si les plans donnent une autre directive;
- la distance minimale entre les centres des trous ne doit pas être inférieure à 2,7 fois le diamètre du boulon. Il est toutefois suggéré d'utiliser une distance d'environ 3 fois le diamètre du boulon;
- la pince ne doit généralement pas être inférieure à environ 1,75 fois le diamètre du boulon. La pince est définie comme la distance entre le centre d'un trou et le bord de la pièce métallique.

Le surveillant doit consulter le concepteur si l'une des pièces ne respecte pas ces exigences des plans d'atelier. Une demande de correction doit être transmise rapidement à l'entrepreneur pour que ce dernier puisse apporter les corrections avant que le montage ne soit trop avancé.

La procédure de boulonnage

La procédure de boulonnage, qui fait partie des documents requis (voir la partie 8.1 « Documents requis » de ce chapitre), est utilisée d'abord à l'étape de la vérification de la tension minimale pour valider la méthode que l'entrepreneur envisage d'employer pour le serrage à bloc des boulons afin que la tension finale ne soit pas excessive. En effet, si le serrage à bloc est trop élevé, c'est-à-dire au-delà de la valeur de 15 % ± 3 % de la tension minimale exigée, le serrage final réalisé selon la méthode par rotation de l'écrou risque d'induire une tension excessive pouvant conduire à une trop grande plastification des filets et parfois même à la quasi-rupture des boulons.

Soulignons que, lors du serrage à bloc réalisé pendant l'installation des boulons, ce sont les équipements servant à ce serrage qu'il faut bien gérer et que cette gestion se fait à partir de la procédure de boulonnage validée lors de la vérification de la tension minimale des boulons.

De plus, pour les joints de chantier des poutres principales, la procédure de boulonnage doit préciser la méthode d'ajustement des sections de poutres ainsi que la séquence de mise en place et de serrage des boulons. Elle doit aussi indiquer si des boulons temporaires mis en place et serrés sans aucun contrôle seront utilisés au moment de l'alignement des sections de poutres.

Mentionnons que les plans et calculs du procédé de montage permettent de savoir si l'ajustement et le boulonnage des sections de poutres se feront ou non sur des bancs temporaires. Ces documents spécifient aussi le moment à partir duquel peuvent être enlevés les bancs temporaires installés sous des sections de poutres mises en place à leur emplacement définitif.

Réunion préalable au boulonnage

La réunion préalable au boulonnage des joints de chantier des poutres principales est une étape préparatoire importante, exigée au devis spécial, qui permet de regrouper tous les intervenants pour qu'ils planifient adéquatement les travaux. Cette réunion est organisée par le surveillant au moins 7 jours avant le début de la mise en place des boulons. En plus du surveillant, l'entrepreneur et un représentant de l'entreprise chargée du montage de la charpente doivent y être présents.

L'ordre du jour doit comprendre la revue de la procédure de boulonnage, la vérification de la tension minimale des boulons sur au moins un lot de production de boulons assemblés (boulon, écrou et rondelle) et la revue des exigences contractuelles relatives à la mise en place des boulons.

Mentionnons que cette réunion n'a lieu qu'une fois la procédure de boulonnage jugée complète par le surveillant; si ce dernier n'est pas en mesure de porter ce jugement, il doit consulter l'équipe du module surveillance de la DGS afin d'obtenir leurs commentaires et leurs suggestions sur cette procédure. Cette exigence du devis spécial vise à ce que le but de la réunion soit de discuter de la mise en place des boulons et non pas du contenu des documents requis.

Vérification de la tension minimale des boulons

Le surveillant est invité à consulter la partie 8.4.3.2 « Contrôle de réception » de ce chapitre pour plus d'information.

Avis de l'entrepreneur (quart de travail)

Pour que le surveillant soit au courant des travaux de serrage des boulons des joints de chantier des poutres principales à réaliser lors de chaque quart de travail, le devis spécial exige que l'entrepreneur l'avise par écrit de ces travaux, au début de chaque quart de travail. L'avis doit identifier le premier joint sur lequel il est prévu de serrer à bloc des boulons ainsi que le moment probable du serrage final de tous les joints de chantier où des boulons seront serrés au serrage final lors de ce quart de travail.

Le surveillant peut coordonner son travail, ou celui de son équipe le cas échéant, pour être présent lors des travaux visés par l'avis. Il doit alors s'assurer la collaboration de l'entrepreneur afin de limiter le plus possible les pertes de temps associées au report toujours possible de certains travaux (report de quelques minutes ou de quelques heures ou, encore, d'une journée).

Même s'il faut l'éviter le plus possible, le surveillant ne doit pas hésiter à arrêter les travaux si les avis remis par l'entrepreneur sont trop souvent erronés. Ces avis ont pour objectif de faciliter le suivi des travaux de serrage des boulons sans qu'y soit consacré un temps excessif. De même, si l'ingénieur qui a signé la procédure de boulonnage n'est pas présent au chantier pour réaliser le premier contrôle mentionné plus loin dans ce chapitre, le surveillant doit arrêter les travaux et n'autoriser leur reprise qu'une fois celui-ci disponible; il doit également aviser l'entrepreneur que les retards sont sous sa responsabilité.

Si le serrage à bloc du premier joint réalisé lors d'un quart de travail n'est pas réalisé correctement, le surveillant doit être présent lors du serrage à bloc d'un deuxième joint pour s'assurer que l'entrepreneur exécute correctement ce type de travail.

Alignement des poutres principales

Une section de poutre doit être retenue par des boulons (serrés manuellement) et des chevilles d'assemblage qui remplissent au moins 50 % des trous des joints de chantier avant qu'elle soit détachée des équipements de levage, comme l'indique le CCDG. Cette exigence vise à assurer un minimum de résistance du joint entre deux sections de poutre avant de laisser la gravité faire son œuvre.

Comme ce sont les chevilles d'assemblage qui garantissent le mieux l'alignement des trous, ce sont elles qui doivent être réparties le plus en rive possible. En effet, les chevilles d'assemblage ont un diamètre qui correspond à celui des trous, et elles doivent toujours être insérées à l'aide d'impacts (marteau pneumatique ou manuel). Les boulons serrés à la main ne servent qu'à empêcher les plaques de se séparer, donc ils ne requièrent pas de serrage particulier à cette étape.

Avant de procéder à l'ajustement des poutres principales (verticalement et horizontalement), les sections d'une poutre doivent être déposées sur des appuis. Cela se fait soit sur des appuis temporaires (à proximité du pont), soit à la fois sur des appuis permanents (unités de fondation) et sur des appuis temporaires situés en travée (dans l'alignement de la poutre) comme l'indique la procédure de boulonnage. Lorsque les sections d'une poutre sont déposées sur des appuis temporaires, l'élévation de ces appuis doit être ajustée selon le profil longitudinal exigé; le surveillant doit vérifier cette élévation avant que les travaux continuent.

L'enlèvement des chevilles d'assemblage ne se fait qu'après le serrage final des boulons remplissant les autres trous du joint (voir la partie « Serrage final des boulons » de ce chapitre). Le retrait des chevilles, à la suite du serrage final, s'effectue toujours de la manière dont elles ont été insérées, c'est-à-dire difficilement, au point où elles doivent parfois être coupées à ras, percées et sorties par impacts (voir la section « Photographies » à la fin de ce chapitre). Dans cette situation, une attention particulière doit être accordée à l'huile de perçage afin qu'elle ne puisse pas s'insérer entre les plaques, ce qui ruinerait complètement l'objectif de friction dans l'assemblage.

Les boulons de préassemblage peuvent être permanents ou temporaires. Dans ce dernier cas, ils doivent être marqués avec de la peinture rouge avant le début des travaux de boulonnage pour qu'il soit possible de vérifier facilement qu'ils ont été effectivement remplacés par de nouveaux boulons serrés de façon contrôlée une fois l'assemblage terminé. Les boulons temporaires peuvent être enlevés dès que l'entrepreneur juge que le joint a suffisamment de boulons permanents serrés à bloc pour maintenir les pièces assemblées.

L'ajustement des pièces métalliques durant l'érection ne doit pas induire d'effort permanent dans l'ouvrage, et les chevilles d'alignement ne doivent pas ovaliser les trous ou déformer les parois des pièces. Si le nombre de chevilles nécessaires à l'ajustement des pièces est supérieur à 4 pour un même assemblage, possiblement en raison d'un mauvais alignement des sections de poutres ou, plus rarement, à cause d'une défectuosité géométrique de l'assemblage, ou si des méthodes contraires aux règles de l'art sont requises pour l'ajustement des sections de poutres, le surveillant doit arrêter temporairement les travaux et demander une bonification de la procédure de montage et de boulonnage. Il peut également consulter le concepteur afin de comprendre d'où proviennent ces difficultés.

Selon les indications du concepteur, le surveillant doit alors, au besoin, demander à l'entrepreneur de lui présenter une procédure pour corriger le problème, selon les modalités de l'article 7.10 « Travaux défectueux » du CCDG. Il est important de noter que l'alésage des trous des pièces métalliques est interdit (voir le CCDG), sauf lors du remplacement de rivets par des boulons sur une structure existante, en vue de corriger le désalignement des trous, ce qui est fréquent sur ce type d'assemblage.

Une fois l'alignement des poutres terminé, le surveillant doit veiller à ce que la poutre soit ajustée sur toute la longueur de la travée selon les alignements vertical et horizontal prévus aux plans, en tenant compte notamment de la cambrure spécifiée pour la charge permanente.

Une fois l'alignement terminé, l'entrepreneur complète le remplissage des trous demeurés vides jusqu'à maintenant par des boulons permanents, eux aussi serrés à bloc, tout en conservant les chevilles d'assemblage en place.

De plus, afin de s'assurer que les contrôles de réception des boulons sont toujours valides, il faut respecter un délai maximal de 10 jours entre la sortie des contenants étanches et le serrage final des boulons non galvanisés. Ce délai est de 30 jours pour les boulons galvanisés.

Bien que le CCDG présente un délai commençant par la mise en place du boulon, il faut comprendre qu'il s'agit d'une période d'exposition aux intempéries avant le serrage final. Si les boulons restent exposés aux éléments au-delà de ce délai, leur condition de surface risque de changer. Ces changements peuvent être des piqûres de corrosion, mais surtout des pertes de lubrification.

Si ces délais sont dépassés, un essai de rotation à 2/3 de tour à partir du serrage à bloc doit être réalisé sur 3 boulons directement dans l'assemblage ne les respectant pas, et ce, pour chaque lot de boulons assemblés. En cas de non-conformité d'un des essais, par exemple une rupture d'un des boulons, tous les boulons de l'assemblage, pour le lot de boulons visé, doivent être remplacés. Il est interdit d'appliquer une nouvelle lubrification. Si les essais sont conformes, seuls les boulons ayant servi à ce test doivent être remplacés.

Longueur des boulons

Il est habituellement demandé dans les plans que les filets des boulons ne soient pas interceptés par les plans de cisaillement. La portion non filetée du boulon doit être suffisamment longue pour que les filets ne se trouvent pas vis-à-vis de l'interface située entre les pièces à assembler. Cette portion ne doit cependant pas être trop longue, car si elle excède l'épaisseur totale des pièces à assembler, il est alors impossible de comprimer les pièces entre elles, ce qui rend l'assemblage non fonctionnel.

La longueur de la portion filetée qui excède l'écrou donne une bonne indication de la quantité de filets restants. En effet, la partie filetée est légèrement inférieure au double de l'épaisseur de l'écrou (38 et 21 mm respectivement pour des boulons de 7/8 po). À la suite du serrage final, une façon simple de vérifier la quantité de filets restants sous l'écrou consiste à mesurer la partie filetée hors de l'écrou et à calculer cette longueur, tout en sachant qu'une rondelle a une épaisseur d'environ 4 mm.

Dans le cas contraire, on doit remplacer ce boulon. Pour un assemblage par contact, qui peut se produire en cas de glissement de l'assemblage sous une charge exceptionnelle, il est important de noter que la résistance en cisaillement est augmentée lorsque les filets ne sont pas interceptés par les plans de cisaillement entre les pièces à assembler. Le surveillant doit donc s'assurer que la longueur des boulons indiquée aux plans de montage est conforme à cette exigence.

Serrage à bloc des boulons

Le serrage à bloc est défini dans la norme CSA S6 comme la tension requise pour mettre toutes les pièces en contact parfait et amorcer une tension minimale dans les boulons. Concrètement, cette tension est obtenue lorsque tous les boulons de l'assemblage ont atteint une tension minimale correspondant à 15 % ± 3 % de celle qui est exigée pour le serrage final. Notons que l'efficacité du serrage final est relativement peu affectée par la précision du serrage à bloc, d'où une marge d'erreur de ± 3 % (voir la figure 8.6-1).

L'élément le plus important en ce qui concerne le serrage à bloc est la notion de surfaces en contact parfait. Dans le cas de plaques épaisses gauchies ou bombées, bien que cette tension puisse être atteinte sans que les plaques soient en contact parfait, ce n'est pas acceptable. Il ne faut donc pas hésiter à très fortement serrer, à la limite de la rupture, quelques boulons temporaires sacrificiels afin d'obtenir ce contact parfait. Après avoir peint les boulons temporaires en rouge, il faut mettre en place les boulons permanents et les serrer à bloc sur l'ensemble des trous restants. Les boulons temporaires sont remplacés, un à un, une fois tout le reste des autres boulons serrés à bloc ou au serrage final.

Les méthodes autorisées au devis spécial pour le serrage à bloc sont le serrage manuel (à l'aide d'une clé à mâchoires standard et sans extension) et le serrage avec une clé à percussion ajustable (réglée de manière à obtenir la tension exigée dans le boulon à l'étape du serrage à bloc ou ayant une capacité maximale ne dépassant pas cette tension).

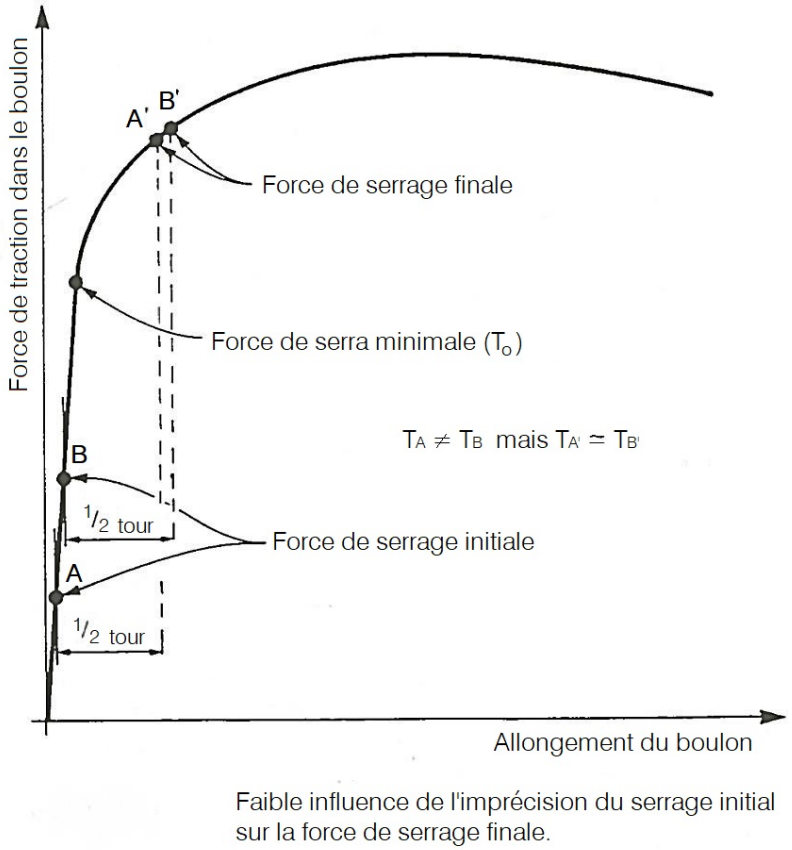


Figure 8.6-1 Influence du serrage à bloc sur le serrage final
(Source : Picard et Beaulieu, *Calcul des charpentes d'acier*, 1991.)

Puisque le CCDG interdit de se servir du couple de serrage des boulons comme méthode de serrage ou de vérification du serrage, il est inutile de calibrer une clé dynamométrique (*torque wrench*) lors du contrôle de réception des boulons. En effet, environ 90 % du couple de serrage mesuré par la clé dynamométrique dépend uniquement de la friction entre l'écrou et la rondelle

(50 %) et entre l'écrou et les filets (40 %), alors que seulement 10 % de l'énergie de serrage sert à tensionner le boulon. Le couple de serrage n'est donc qu'indirectement lié à la tension dans le boulon. En mécanique automobile, il est particulièrement utile, puisqu'il permet de s'assurer que les boulons ne se desserreront pas. En structure, ce n'est pas suffisant, car on cherche une tension minimale dans le boulon afin de développer la friction entre les éléments. C'est pour cette raison que l'on interdit l'utilisation, voire la présence, de la clé dynamométrique sur les chantiers.

Le serrage à bloc doit se faire à partir de la partie la plus rigide de l'assemblage vers les bords libres. La partie la plus rigide est celle constituée des pièces les plus épaisses ou le centre de l'assemblage.

Lors de l'inspection du serrage à bloc, on doit pouvoir desserrer manuellement le boulon sans avoir à utiliser une force exceptionnelle, à l'aide d'une clé à mâchoires conventionnelle sans rallonge. La notion de *force exceptionnelle* est certes subjective, mais pourrait correspondre, par exemple, à un bras pour un ouvrier au physique puissant et à deux bras pour un plus petit gabarit.

Vu qu'une certaine adaptation individuelle doit être prévue, le contrôle de réception est une très bonne occasion de *calibrer* son bras pour la vérification du serrage à bloc. Il s'agit de demander à l'ouvrier effectuant le contrôle de réception d'interrompre le serrage et de desserrer manuellement quelques boulons. Comme ces boulons n'ont pas été serrés au serrage final, on peut les resserrer afin de compléter les essais. L'important est d'être en mesure de desserrer manuellement les boulons. Si c'est impossible, il ne faut pas hésiter à les refuser, puisqu'il est alors impossible de savoir s'ils sont dans le domaine élastique ou plastique, ce qui pourrait causer leur rupture lors du serrage final.

Cependant, il n'est pas nécessaire d'atteindre très précisément la tension demandée lors du contrôle de réception. En effet, la tension au serrage à bloc n'a qu'une influence limitée sur celle obtenue lors du serrage final, comme le montre la figure 8.6-1. Le serrage à bloc se fait toujours dans la portion presque verticale de la courbe contrainte-déformation (zone élastique), tandis que le serrage final s'effectue dans la partie plutôt horizontale (zone plastique) de cette courbe. Donc, pour une variation importante de la force du serrage à bloc, la variation de la force du serrage final est plutôt négligeable.

Important

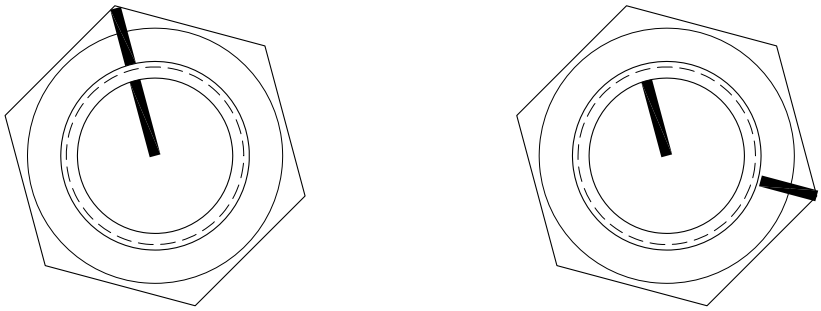
L'objectif principal du serrage à bloc est de mettre les pièces en contact parfait et d'amorcer la tension dans le boulon.

Après le serrage à bloc de tous les boulons de grands assemblages, il est possible que celui de quelques-uns soit à reprendre. La raison principale est que les plaques n'étaient pas en parfait contact lors du premier serrage à bloc et que c'est le serrage des boulons à proximité qui a permis d'obtenir le contact. La vérification du serrage à bloc doit donc être effectuée après que l'ouvrier a confirmé que le serrage à bloc de tous les boulons du joint est terminé.

Marquage des boulons

Une fois le serrage à bloc jugé conforme, et suivant l'autorisation du surveillant, l'entrepreneur peut procéder au marquage des boulons. Ce marquage doit s'effectuer sur chaque écrou vis-à-vis de l'arête la plus proche de la position midi et sur le demi-diamètre du boulon à la même position, comme l'illustre la figure 8.6-2. Ce sont les seules marques utiles pour l'étape de marquage des boulons.

Pour que ce soit utile, l'entrepreneur ajoutera des marques sur la pièce, vis-à-vis de celles déjà effectuées. Ce procédé est nécessaire puisque, lorsque l'ouvrier installe l'outil servant au boulonnage, il ne lui est plus possible de voir les marques sur l'écrou. L'exigence du CCDG quant à l'arête la plus rapprochée de la position midi permet de vérifier rapidement la qualité du serrage final.



Avant serrage final Après serrage final

Figure 8.6-2 Exemple de marquage du boulon et de l'écrou pour un serrage final à 1/3 de tour

> **Note**
>
> Il est important de préciser que, pour un même assemblage, le marquage doit être réalisé au complet avant que soit autorisé le serrage final. En effet, il est déjà arrivé que l'entrepreneur effectue le marquage des boulons après le serrage final.

Serrage final des boulons

Le serrage final, défini dans la norme CSA S6, consiste à déformer les filets et à étirer la tige du boulon jusqu'à atteindre une tension correspondant à au moins 70 % de la résistance à la traction minimale (Fu) des boulons.

Comme cela a été mentionné auparavant, le serrage final est effectué selon la méthode de rotation de l'écrou. Cette méthode consiste à vérifier la fraction de tour de l'écrou relativement à la tige du boulon, peu importe que l'on tourne l'écrou ou le boulon. Après avoir fait le marquage, il faut tourner l'écrou ou le boulon selon les indications de la figure 8.6-2.

La tolérance de rotation admissible est de + 30° ou + 1/12 de tour.

Après le serrage final et pour que la pleine capacité de chaque boulon se développe, l'extrémité filetée de ce dernier doit au minimum être au même niveau que le pourtour de l'écrou; c'est ce que l'on nomme le *flush nut*. Il faut cependant s'assurer que la longueur excédentaire n'est pas trop grande, ce qui pourrait entraîner le fait que la partie non filetée du boulon excède l'épaisseur des pièces à assembler. Pour éviter cette situation, il faut vérifier que la longueur des boulons utilisés est conforme aux indications des plans de montage visés par le concepteur.

Aucun des boulons qui ont été desserrés après le serrage final ne peut être réutilisé, et tous doivent être remplacés par de nouveaux boulons. Bien que la norme CSA S6 autorise la réutilisation des boulons A325 (deux serrages maximum), le CCDG interdit cette pratique en raison de la difficulté à contrôler l'historique de chaque boulon. Tout boulon ayant subi un serrage final et devant être retiré doit donc être jeté ou peint en rouge pour ne pas être réutilisé comme boulon permanent.

Remplacement des chevilles d'assemblage

À la suite du serrage final de tous les boulons de l'assemblage, la dernière étape consiste à remplacer successivement les chevilles d'assemblage par des boulons permanents en suivant chacune des étapes décrites précédemment (serrage à bloc, marquage et serrage final).

Mentionnons que l'importance de procéder ainsi réside dans le fait que l'alignement du joint doit être conservé à toutes les étapes de mise en place des boulons et que ce sont principalement les chevilles d'assemblage qui permettent de le conserver jusqu'au serrage final de tous les boulons.

Déplacement de poutres assemblées

Lorsque le montage des sections d'une poutre se fait ailleurs qu'à son emplacement définitif, le déplacement d'une poutre assemblée vers son emplacement définitif ne peut se faire qu'après que tous les boulons de tous les joints de chantier de cette poutre sont en place et serrés au serrage final. Cette exigence du CCDG vise à éviter tout désalignement possible des sections composant la poutre, à bien conserver les cambrures et à éviter l'ovalisation des trous pendant les manipulations.

Serrage final des boulons de tous les joints boulonnés avant l'ajout de charges supplémentaires

Afin d'éviter une modification des cambrures ou de causer des déflexions indésirables, il est important que le serrage final de tous les assemblages boulonnés ait été finalisé avant le début du coffrage de la dalle ou la mise en place d'une plate-forme de travail. Cette exigence ne concerne pas uniquement les joints de chantier des poutres principales, mais bien tous les assemblages, puisqu'il peut se produire une rotation du tablier lors d'une mise en place déséquilibrée du coffrage. Une passerelle d'accès localisée aux joints de chantier, pour le boulonnage, peut cependant être tolérée.

Dans le cas de ponts ayant plusieurs travées, cette exigence devient très contraignante pour l'entrepreneur. Le CCDG autorise l'ajout des surcharges de construction à condition que deux travées adjacentes à celle visée par l'ajout des charges aient un serrage final complet des joints de chantier.

Contrôles de la qualité de l'entrepreneur et du surveillant

Le serrage des boulons est assujetti contractuellement à deux contrôles de la qualité. Le premier contrôle consiste à vérifier le serrage d'un certain nombre de joints de chantier d'une poutre principale. Le deuxième contrôle consiste à vérifier et à suivre les travaux de boulonnage de tous les assemblages pour que l'ingénieur de l'entrepreneur puisse compléter adéquatement l'avis à remettre en fin de boulonnage.

Premier contrôle de la qualité

Ce premier contrôle, qui ne s'applique qu'aux joints de chantier des poutres principales, est nécessaire pour que le surveillant ait une assurance élevée que le serrage des boulons de l'ensemble des joints de chantier des poutres principales est réalisé correctement.

Le contrôle est réalisé de façon conjointe, ce qui signifie qu'il est effectué en même temps par le surveillant et par l'ingénieur qui a signé la procédure de boulonnage. Cette pratique est importante pour que les ajustements nécessaires puissent être faits rapidement sans nuire au calendrier des travaux ni à la qualité du serrage.

Le nombre de joints faisant l'objet de ce contrôle est indiqué au devis spécial par le concepteur. Il correspond habituellement à un minimum de 20 % de l'ensemble des joints de chantier des poutres principales, avec un minimum de 2. Cependant, un projet en particulier peut faire l'objet d'un plus grand nombre de joints si la complexité de l'ouvrage à construire l'exige.

Les joints faisant l'objet du contrôle sont choisis par le surveillant. Puisque l'ingénieur qui a signé la procédure de boulonnage doit être présent lors du contrôle, le surveillant a peu de marge de manœuvre quant à l'effet de surprise des contrôles, car l'ingénieur doit être avisé suffisamment à l'avance pour que sa présence soit assurée.

Le premier joint doit faire partie des joints à contrôler. Les autres sont choisis en fonction du déroulement des travaux du premier joint et de la disponibilité de l'ingénieur de l'entrepreneur. Toutefois, le surveillant ne doit pas regrouper les joints à contrôler dans la même journée de travail sous prétexte de faciliter le travail de l'ingénieur. S'il y a plusieurs équipes de travail en même temps, le surveillant ne doit choisir qu'une partie des joints à des fins de contrôle afin de conserver un tant soit peu d'effet de surprise. Mentionnons que la présence de l'ingénieur de l'entrepreneur est importante, car il est le plus apte non seulement à détecter toute anomalie éventuelle, mais aussi à résoudre le problème.

Puisque le surveillant doit vérifier seul un certain nombre de joints additionnels (autres que ceux soumis à l'inspection conjointe), l'effet de surprise est plus présent, ce qui permet d'augmenter de façon importante l'assurance du surveillant quant à la qualité des travaux de boulonnage. Le surveillant doit procéder à des inspections supplémentaires sur des joints pour chaque équipe de travail tant et aussi longtemps qu'il n'a pas pleinement confiance dans le travail réalisé.

Le contrôle est réalisé comme suit pour chaque joint choisi par le surveillant (inspection conjointe et supplémentaire) :

– à chaque étape principale de la procédure de boulonnage (serrage à bloc, marquage et serrage final);

- présence de l'ingénieur qui a signé la procédure de boulonnage à chacune des étapes mentionnées précédemment (inspection conjointe);
- pour le serrage à bloc, sur un minimum de 10 % des boulons du joint (6 boulons minimum). Si le serrage à bloc d'un de ces boulons n'est pas conforme, tous les boulons du joint doivent être vérifiés; les boulons n'ayant pu être desserrés au serrage à bloc doivent être remplacés. Cette dernière exigence du devis spécial est importante, car certains des boulons problématiques ont pu être endommagés à la suite d'un serrage incontrôlé. Une bonne façon de s'assurer qu'ils ne sont pas utilisés à nouveau par inadvertance consiste à les peinturer avant leur enlèvement. Le surveillant doit aussi s'informer auprès de l'ingénieur de l'entrepreneur sur l'origine du problème et, si la procédure de boulonnage elle-même est mise en cause, elle doit être bonifiée avant que les travaux se poursuivent;
- pour le marquage, vérification de l'exactitude des marques de tous les boulons et écrous avant le serrage final;
- pour le serrage final, vérification de la rotation relative de chaque boulon avec son écrou. Puisque la position des marques varie d'un boulon à l'autre, bien que près de la position midi, une façon simple de s'assurer rapidement que la rotation demandée a été respectée consiste, par exemple, à utiliser une douille en acier ayant deux lignes distancées de la valeur de rotation demandée. Les boulons qui ne respectent pas la rotation relative demandée doivent être remplacés selon une procédure spéciale signée par l'ingénieur signataire de la procédure de boulonnage. Ce remplacement, qui est nécessaire pour les mêmes raisons que celles invoquées plus haut pour le serrage à bloc, doit se faire selon cette procédure spéciale, car le remplacement peut porter atteinte à la capacité du joint en fonction du nombre et de l'emplacement des boulons à remplacer.

Rappelons que le défi principal des intervenants (surveillant, ingénieur signataire de la procédure de boulonnage et ouvriers) consiste à coordonner les travaux pour que les deux premiers intervenants puissent être présents près des travaux en cours aux différents moments indiqués plus haut. Cette coordination doit faire partie des sujets à discuter lors de la réunion préalable au boulonnage.

Deuxième contrôle de la qualité

Ce deuxième contrôle, qui s'applique cette fois-ci à tous les autres assemblages, doit être réalisé par l'ingénieur signataire de l'avis (attestation de conformité) pour qu'il puisse avoir l'assurance élevée que les travaux de boulonnage sont réalisés correctement et qu'il signe en connaissance de cause l'avis qu'il a à remettre au surveillant. Contrairement aux joints faisant l'objet du premier contrôle, où la présence au chantier de cet ingénieur est obligatoire, il doit maintenant juger du niveau de sa présence nécessaire au chantier; ce niveau peut évidemment varier, notamment en fonction de l'expérience de ses équipes d'ouvriers, de l'ampleur et de la complexité des travaux. Il est toutefois inacceptable qu'un ingénieur signe un avis de conformité sans avoir effectué un minimum de vérifications, conformément à la déontologie des ingénieurs.

L'ingénieur signataire de l'avis (attestation de conformité) pour les joints de chantier des poutres principales doit être le même que celui qui a signé la procédure de boulonnage soumise. Cette exigence du devis spécial est nécessaire pour ces joints structuralement critiques, puisque l'ingénieur qui a signé la procédure de boulonnage est le plus apte à déceler toute anomalie lors des travaux.

Mentionnons que la définition de la conformité des serrages à bloc et finaux est la même que celle mentionnée pour le premier contrôle de la qualité, à l'exception de la fréquence, qui est établie selon le jugement de l'ingénieur de l'entrepreneur.

Avis de l'entrepreneur (attestation de conformité)

À la suite de ce deuxième contrôle de la qualité et compte tenu de problèmes de conformité déjà vécus ainsi que de l'importance cruciale d'une mise en place adéquate des boulons pour obtenir un ouvrage sécuritaire et durable, l'entrepreneur doit remettre au surveillant un avis écrit signé par l'ingénieur qui a signé la procédure de boulonnage attestant que, lorsque des boulons ont été installés dans les joints de chantier des poutres principales, ces boulons ont été mis en place selon les exigences des plans et devis ainsi que celles de la procédure de boulonnage validée.

Cet avis, exigé par le CCDG, doit aussi mentionner les assemblages visés par l'avis ainsi que les dates et les heures des inspections faites par son signataire. Cette dernière exigence vise à ce que le surveillant ait une idée de l'ampleur du contrôle exercé par l'ingénieur, contrôle qui est à la base de l'avis. Cet avis doit être remis dans les 48 heures suivant la fin des travaux de serrage des boulons visés par l'avis. Dans le cas des travaux réalisés en phases, l'entrepreneur doit remettre au moins un avis par phase.

Pour les assemblages autres que ceux des joints de chantier des poutres principales, l'entrepreneur doit fournir un avis tel que mentionné au paragraphe précédent, mais l'ingénieur signataire peut ne pas être celui qui a signé la procédure de boulonnage.

8.7 MODIFICATION OU RÉPARATION D'OUVRAGES EXISTANTS

Lorsque les assemblages entre les pièces à remplacer et celles à conserver ne sont pas décrits dans les plans, ils sont alors identiques à ceux existants. En remplaçant les rivets ou les boulons par de nouveaux boulons ASTM F3125 de grade A325 ou F1852, et en choisissant la plupart du temps des alliages d'acier plus résistants que ceux en place, on s'assure que le nouvel assemblage a une capacité égale ou plus élevée que celui qu'il remplace.

Si les travaux font que des trous deviennent inutiles, que ce soit de nouveaux trous requis pour les travaux ou des trous existants, le CCDG demande qu'y soient insérés des boulons pour qu'il n'y ait pas de trous vides, en vue de limiter la corrosion et la propagation des fissures dans le cas d'un trou ayant été riveté.

Dans le cas du remplacement d'une membrure déjà en place, il est souvent demandé d'utiliser la pièce existante comme gabarit pour le perçage de la nouvelle membrure. Les plans ne peuvent donc indiquer tous les détails de perçage. Il est par conséquent acceptable, dans ce cas, de produire une première version des plans portant la mention *à mesurer en chantier*, par exemple. C'est cette première version qui doit être visée par le concepteur.

Une seconde version doit être produite, peu de temps après les travaux, pour indiquer les dimensions finales des pièces produites. Cette version n'a pas à être visée par le concepteur, puisqu'il s'agit en fait d'un plan « tel que construit » et qu'il est inutile de délivrer un tampon de vérification sur une pièce déjà produite et mise en place. Le surveillant doit cependant rappeler fréquemment à l'entrepreneur la nécessité de produire les plans avec diligence, puisqu'une fois la membrure en place, certaines mesures peuvent être plus difficiles à obtenir avec précision.

La méthode d'enlèvement des rivets consiste à cisailler la base de leur tête à l'aide d'une cisaille et à marteler leur tige jusqu'à ce qu'elle soit expulsée du trou (voir la photographie en fin de chapitre). L'outil utilisé est un marteau pneumatique (burin à rivet, *rivet buster*, *buster gun*), et seul l'embout varie en fonction de l'étape des travaux. Pour la tête des rivets, l'embout est aplati de manière à s'insérer entre la tête du rivet et la pièce. Pour marteler la tige, l'embout est plat, avec un diamètre légèrement plus petit que celui de la tige du rivet. On doit porter une attention particulière à l'enlèvement des têtes des rivets au moyen d'une cisaille afin de ne pas trop endommager les surfaces d'acier à conserver.

Les rivets étant insérés à chaud dans des trous dont le diamètre est légèrement supérieur, ils ont pris tout l'espace disponible des trous des pièces à assembler, surtout du côté martelé. Si les trous des pièces à assembler ne sont pas bien alignés les uns par rapport aux autres, l'axe des rivets n'est pas rectiligne, puisqu'ils sont relativement malléables lors de leur mise en place.

Cette situation complique l'enlèvement du rivet lorsque l'assemblage est composé d'au moins trois pièces; en effet, le rivet peut alors être impossible à enlever au moyen d'un marteau pneumatique. Il faut dans ce cas le percer suffisamment profondément à l'aide d'une mèche emporte-pièce de diamètre extérieur légèrement plus petit que le diamètre théorique du rivet.

Par la suite, un martelage de la tige centrale restante est généralement suffisant pour extraire le reste du rivet. S'il est toujours impossible de retirer la tige, l'utilisation d'un chalumeau, du côté de la tête restante, permet de ramollir quelque peu la tige et de rendre le martelage plus efficace. L'opérateur doit utiliser le chalumeau avec précaution pour ne pas abîmer les bords des trous. Cette opération est souvent suivie de l'alésage des trous pour faciliter la pose des boulons. C'est d'ailleurs le seul cas où le CCDG permet l'alésage en chantier. Les boulons peuvent avoir un diamètre légèrement supérieur à celui des rivets si l'alésage est important.

Dans le cas d'un assemblage constitué de la superposition de plusieurs pièces dont les dimensions sont variées, il est nécessaire d'ajouter des fourrures afin de s'assurer que les nouvelles pièces sont bien appuyées sur les pièces existantes. Le surveillant doit consulter le concepteur lorsqu'une fourrure d'une épaisseur supérieure à 6 mm est requise, puisque cette dernière doit participer au transfert des efforts qui sollicitent l'assemblage et que l'ajout de boulons supplémentaires peut être nécessaire.

La préparation des surfaces d'acier des assemblages est effectuée selon les exigences du CCDG autant pour les pièces ajoutées que pour les pièces à conserver. Les surfaces des pièces déjà en place d'un pont existant sont préparées au chantier. La préparation des surfaces est nécessaire autant pour les assemblages soudés que pour les assemblages boulonnés.

8.8 MODE DE PAIEMENT

Bien que ce manuel ne traite pas des modalités de paiement des ouvrages, puisque cet aspect est couvert par le *Guide de surveillance – Chantiers d'infrastructures de transport*, les modalités de paiement relatives au paiement de l'acier au kilogramme sont exceptionnellement abordées; celui-ci est payé selon les considérations suivantes :

- il ne faut pas tenir compte des trous de boulons dans le calcul de la masse des pièces ajoutées;
- il faut additionner la masse des boulons à celle des pièces ajoutées;

- il faut calculer la masse des pièces ajoutées et celle des boulons à partir des données théoriques données dans le manuel *Handbook of Steel Construction*, publié par l'Institut canadien de la construction en acier (ICCA). Il ne faut prendre en compte que la masse des pièces réellement en place; les rebuts résultant du découpage des pièces de formes irrégulières ne doivent donc pas être pris en compte;
- il ne faut pas tenir compte de la masse du zinc si les pièces sont galvanisées ou métallisées, et ce, comme l'indiquent les articles 15.14.2.3 « Mode de paiement » et 15.14.3.3 « Mode de paiement » du CCDG.

PHOTOGRAPHIES

OUVRAGES EN ACIER ET EN ALUMINIUM



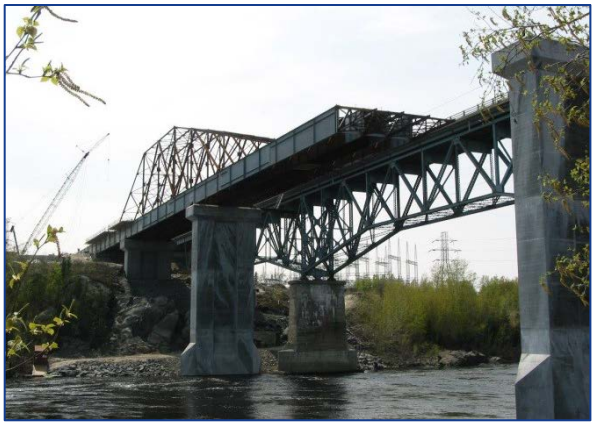
Protection des pièces métalliques lors du transport.



Ouvrage temporaire servant à la manipulation des poutres.



Entreposage des matériaux au chantier.



Ouvrage temporaire pour la mise en place des poutres par lancement.



Banc temporaire servant de support pour la mise en place des poutres.



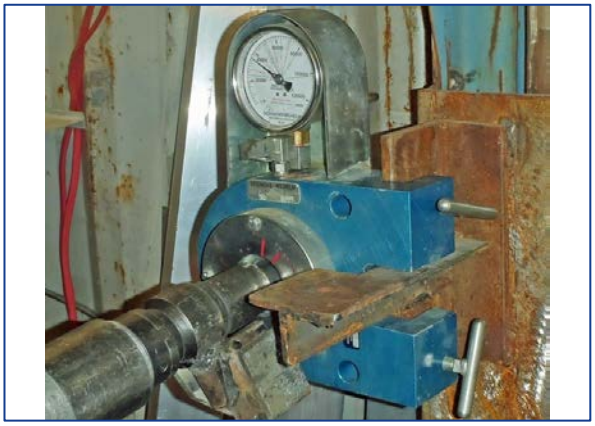
Perçage à la mèche avec gabarit (perceuse magnétique).



Préchauffage et soudage SAW âme-semelle d'une poutre.



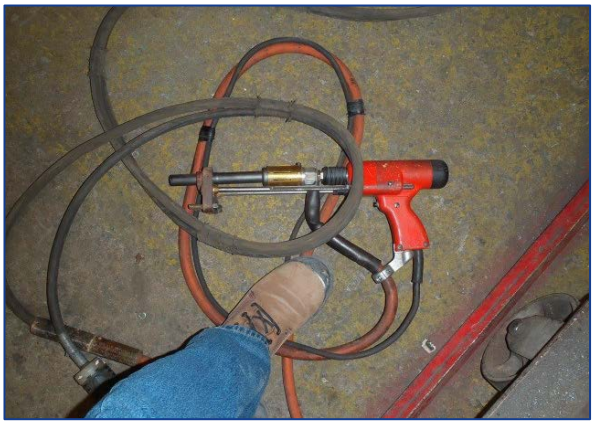
Culasse magnétique pour contrôle par magnétoscopie.



Montage typique du tensiomètre Skidmore-Wilhem



Chevilles d'assemblage devant être retirées par perçage et martelage.



Gougeonneuse semi-automatique pour installation des goujons.

CHAPITRE 9

ÉQUIPEMENTS

TABLE DES MATIÈRES

INTRODUCTION 9-1

9.1 APPAREILS D'APPUI 9-2

9.1.1 Documents requis 9-3

9.1.2 Exigences de conception 9-6

9.1.3 Matériaux 9-6

9.1.4 Assurance de la qualité 9-6

9.1.5 Fabrication 9-7

9.1.6 Mise en œuvre 9-8

9.1.6.1 Appareil d'appui à élastomère confiné 9-18

9.1.6.2 Remplacement d'appareils d'appui 9-18

9.2 JOINTS DE TABLIER 9-19

9.2.1 Documents requis 9-21

9.2.2 Matériaux 9-23

9.2.3 Mise en œuvre 9-23

9.3 DISPOSITIFS DE RETENUE EN ACIER 9-39

9.3.1 Documents requis et exigences de conception 9-39

9.3.2 Matériaux 9-40

9.3.3 Fabrication 9-40

9.3.4 Mise en œuvre 9-40

9.4 DRAINS EN ACIER 9-45

PHOTOGRAPHIES 9-49

FIGURES

Figure 9.1-1	Exemple d'étapes de mise en place d'un appareil d'appui en élastomère fretté sous une poutre en acier	9-16
Figure 9.1-2	Exemple d'étapes de mise en place d'un appareil d'appui à élastomère confiné	9-17
Figure 9.2-1	Joint de tablier à une garniture (vue partielle)	9-21
Figure 9.2-2	Exemple de tableau « Ouverture – Température » d'un joint de tablier	9-26
Figure 9.2-3	Vue isométrique de joint dalle sur culée d'un pont neuf	9-36
Figure 9.2-4	Coupe type de joint dalle sur culée d'un pont neuf	9-37
Figure 9.3-1	Positionnement des éléments d'une glissière en acier	9-45

INTRODUCTION

On désigne par *équipements* l'ensemble des éléments de nature, de conception et de fonctionnement très divers ayant pour objectif de rendre les tabliers fonctionnels tant sur le plan structural qu'en ce qui a trait à la sécurité et au confort des usagers. Une série de photographies illustrant des détails des divers équipements est présentée à la fin du chapitre.

Ces éléments sont les appareils d'appui, les joints de tablier incluant les joints dalle sur culée, les dispositifs de retenue en acier et ceux associés au drainage. Ces équipements, fabriqués en usine, sont soumis à l'action directe du trafic et de l'environnement. La norme CSA S6 indique qu'ils doivent être remplaçables étant donné qu'ils sont sujets à une usure plus rapide que l'ensemble des autres éléments d'un pont. Leur conception doit donc permettre de les réparer ou les remplacer le plus facilement possible.

Le rôle du surveillant concernant les travaux de fabrication des équipements consiste à demander à la Direction du contrôle de la qualité des matériaux (DCQM) du Ministère (par l'entremise du chargé d'activité du Ministère pour un surveillant employé par un prestataire de services) d'assurer une présence en usine sous forme d'audits. Puisque cette présence n'est pas systématique, le surveillant ne reçoit pas toujours de rapport même si un audit a été réalisé. Il doit cependant informer la DCQM de toute anomalie qu'il pourrait déceler sur ces produits afin que celle-ci resserre au besoin son contrôle.

Le rôle du surveillant relativement aux travaux réalisés au chantier étant beaucoup plus important, l'essentiel du présent chapitre y est consacré.

Le principal défi de l'entrepreneur concernant la réalisation de travaux de mise en œuvre adéquate des équipements consiste souvent à composer avec des éléments qu'il ne connaît pas très bien. Le surveillant doit en conséquence être vigilant, car il ne faut pas sous-estimer l'importance des équipements de pont. En effet, leur prix peut représenter de 5 à 10 % du coût total de construction d'une structure mais engendrer des problèmes structuraux importants si la mise en œuvre n'est pas adéquate.

Une section « Photographies » est incluse à la fin du présent chapitre pour illustrer certaines notions ou certains éléments présentés ci-après.

9.1 APPAREILS D'APPUI

Le rôle des appareils d'appui est de transmettre aux unités de fondation les efforts provenant du tablier et de contrôler les mouvements de translation et de rotation de ce dernier. Ils peuvent être fixes ou mobiles horizontalement.

Les appareils d'appui fixes sont destinés à transmettre des efforts horizontaux et longitudinaux ainsi que les charges verticales; ils permettent aussi la rotation du tablier. Le tablier doit être fixé à au moins une des unités de fondation du pont.

Les appareils d'appui mobiles rendent possibles les mouvements horizontaux (longitudinaux ou transversaux) et de rotation en plus de transmettre les charges verticales. Ils peuvent être équipés de guides de manière à restreindre les mouvements dans une direction.

Deux grands types d'appareils d'appui sont habituellement utilisés :

- les appareils en élastomère fretté avec ou sans éléments glissants;
- les appareils à élastomère confiné avec ou sans éléments glissants.

Ces appareils d'appui et leurs caractéristiques sont décrits à l'article 11.2 « Appareils d'appui » du *Manuel de conception des structures*. Une série de photographies est également présentée à la fin du présent manuel pour illustrer les différents composants d'un élastomère confiné. Les types d'appareils d'appui à employer sont inscrits dans les plans de soumission, et leurs caractéristiques générales sont indiquées en annexe au devis spécial. Il arrive souvent que plus d'un type d'appareils soit requis sur une même structure selon sa géométrie et son ampleur. Mentionnons que les appareils d'appui à élastomère confiné sont utilisés lorsque les charges à supporter sont importantes; les appareils avec éléments glissants sont, quant à eux, employés lorsque le mouvement maximal du tablier excède 45 mm.

Aussitôt que possible, il faut effectuer un relevé de planéité du dessus des blocs d'assise ainsi que du dessous de la semelle des poutres, autant pour un élément neuf que pour un élément existant, afin de prévoir de manière proactive les correctifs à apporter. Il arrive parfois, par exemple, que certains voilements ou déformations de la semelle inférieure se produisent lors de la fabrication des poutres d'acier, le plus souvent en raison du soudage de l'âme ou des raidisseurs. Certaines tolérances sont définies à l'article 10.24.7.3 de la norme CSA S6 « Code canadien sur le calcul des ponts routiers », mais elles sont valides pour les ponts neufs ou très récents. Dans le cas du remplacement d'un appareil d'appui sous un pont existant, il est très fréquent de découvrir des déformations ou des défauts de planéité. En cas de non-conformité, une méthode de correction doit être demandée.

9.1.1 Documents requis

L'entrepreneur doit remettre au surveillant les documents suivants :

– **les plans d'atelier des appareils d'appui**

Ces plans doivent indiquer minimalement les informations suivantes :

- les caractéristiques et les dimensions des appareils;
- leurs capacités de mouvement;
- les charge aux états limites d'utilisation (ÉLUT) et ultimes (ÉLUL);
- le type de matériau de leurs différents composants;
- le nom du mouleur des composés compressibles;
- le nom du concepteur des appareils d'appui;
- les tolérances de fabrication et d'installation;
- certaines propriétés des appuis (modules de compression et cisaillement considérés).

Ces plans sont plus ou moins élaborés selon le type d'appareil d'appui. L'article 15.9.1.2 du *Cahier des charges et devis généraux – Infrastructures routières – Construction et réparation* (CCDG) demande, toutefois, que les dimensions horizontales respectent celles indiquées aux plans. En cas de variation de la hauteur par rapport aux plans de conception, les élévations des blocs d'assise doivent aussi être modifiés.

Les plans d'atelier des élastomères frettés avec ou sans éléments glissants doivent être visés par le surveillant, mais les autres modèles doivent être visés par le concepteur.

Dans le cas du remplacement d'appareils d'appui, il est important de mentionner que leur épaisseur ne doit pas être changée puisque, sinon, le profil longitudinal de la structure et, le cas échéant, celui du dessus du joint de tablier à conserver seront modifiés. Si c'est inévitable, les blocs d'assise doivent être modifiés ou reconstruits.

Il faut porter une attention particulière à un joint dalle sur culée, notamment à l'écrasement anticipé du nouvel appareil d'appui sous les charges permanentes. Le fabricant des appareils d'appui peut donner les informations concernant ces valeurs basées sur le module de compression réel obtenu des essais de compression réalisés.

– **la note de calcul**

Elle doit être remise si elle est demandée dans le devis spécial; elle sert à vérifier les dimensions des appareils d'appui (et de tous leurs composants), et ce, en conformité avec les exigences de la norme CSA S6 et des normes du Ministère. La note de calcul des appareils d'appui est fournie uniquement à la demande du concepteur, qui doit en faire la demande dans le devis technique.

– **la certification de division 3 de la conformité à la norme CSA W47.1**

Une certification de division 3 est suffisante pour la fabrication des joints de tablier et des appareils d'appui. Se référer au chapitre 8 pour plus d'informations sur ces divisions.

– **le plan décrivant les méthodes de levage et de support du tablier**

  Ce plan concerne le remplacement d'appareils d'appui. Les méthodes proposées ne doivent pas endommager les parties du pont existant à conserver ni altérer la résistance structurale de ses éléments.

Avant de préparer le plan décrivant les méthodes de levage et de support du tablier, l'entrepreneur doit analyser les conditions dans lesquelles le levage sera effectué, avec ou sans circulation (comme le mentionne le devis spécial), avec ou sans dalle (lors du remplacement d'une dalle), etc., afin de planifier les travaux de levage en conséquence.

La valeur maximale de 15 mm pour le soulèvement du tablier indiquée dans le CCDG est surtout liée au confort de roulement des usagers de la route. Si la circulation est interrompue sur la structure durant les travaux, cette valeur peut être augmentée, sans toutefois dépasser celle qui pourrait endommager le joint de tablier. Dans le cas d'un tablier à poutres continues, un avis du concepteur peut également être demandé si le soulèvement est important. En présence de conduits de services publics, il faut vérifier que le levage peut se faire sans les endommager.

Dans tous les cas, le tablier doit toujours être soulevé uniformément sur toute sa largeur, vis-à-vis de chaque appareil d'appui, pour que ne soient pas endommagés les diaphragmes ou les contreventements de la structure. Si le levage est effectué lorsqu'une partie de la dalle est démolie, il doit être effectué simultanément sur toute la largeur du tablier au moyen de vérins raccordés à deux pompes, une pour chaque phase des travaux; cette précaution vise à ce que ne soient pas endommagés les contreventements ou les diaphragmes situés entre deux phases des travaux.

Lors d'un levage de tablier à une pile comportant des poutres non continues, il faut que les capacités des vérins soient bien adaptées à la charge à soulever à chaque poutre, surtout dans le cas où la dalle aurait été rendue continue au-dessus de l'appui ou en présence d'un joint de tablier à plus d'une garniture. Prenons l'exemple de poutres de part et d'autre d'une pile ayant des charges permanentes pondérées de 350 et 600 kN (40 et 67 tonnes) respectivement, en raison de leur portée. Si l'entrepreneur choisit de lever chacune de ces poutres à l'aide de vérins de 70 tonnes, il est évident que la travée la moins chargée se soulèvera beaucoup plus rapidement, à moins d'avoir deux systèmes de pompes indépendantes et en prenant soin de contrôler la vitesse de levage. La méthode à une seule pompe en contrôlant le levage à l'aide des valves est très complexe et doit être réalisée avec une grande rigueur. Dans cet exemple, l'entrepreneur doit utiliser deux capacités de pompes les mieux adaptées possibles à la charge à lever.

En présence d'un joint dalle sur culée, il faut procéder à l'excavation du remblai près de l'extrémité du bout de la dalle afin d'éviter que du matériel ne s'insère entre les dessus du garde-grève et le dessous de la dalle, ce qui pourrait engendrer des efforts considérables lors de la descente du tablier à la fin des travaux. Si la circulation doit être rétablie pendant les travaux, une bande de caoutchouc doit être ajoutée verticalement au bout de la dalle et jusqu'à la dalle de transition. Cela peut être effectué en travaux préparatoires, par phases ou non, de manière à remettre en place le remblai de l'approche et à faire en sorte que la circulation reprenne rapidement.

La réaction maximale sur un appareil d'appui est spécifiée dans les plans et a pour objectif de permettre la conception des appareils d'appui, mais aussi d'aider l'entrepreneur à concevoir son système de levage.

Étant donné que, pour certaines structures, les poutres de levage ou les diaphragmes n'ont pas été prévus pour supporter la circulation, ni même parfois la dalle de béton, le concepteur indique dans les plans et devis si les poutres de levage ou les diaphragmes peuvent servir de points de levage. Si aucune indication en ce sens n'est mentionnée dans le devis spécial, le surveillant doit consulter le concepteur.

Il est aussi important de vérifier l'état des poutres de levage et des diaphragmes. Des réparations peuvent être requises sur ces éléments avant l'opération de levage en cas de rouille importante, de perforation ou de détérioration du béton. De même, lors du remplacement d'un joint de tablier, le béton au-dessus des diaphragmes ne doit pas être démoli avant l'opération de levage.

Il faut aussi s'assurer que rien n'empêche le soulèvement du tablier comme, pour un joint à plus d'une garniture, les barres de support des modules encastrées dans le mur garde-grève qui limitent le mouvement vertical du tablier. Un tablier dont les poutres sont appuyées contre le garde-grève sera aussi difficile à lever.

Lorsque le tablier est soulevé, la mise en place d'un support temporaire est exigée pour que le tablier ne repose plus sur la pression des vérins, car ces équipements sont toujours sujets à une défaillance ou à la perte lente de leur pression. L'utilisation de vérins possédant un système de blocage mécanique est toutefois acceptable.

Approbation des documents

Les plans d'atelier et le plan décrivant les méthodes de levage et de support du tablier doivent être signés et scellés par un ingénieur. Cette exigence du CCDG est particulièrement importante pour le levage du tablier, puisque la circulation routière est souvent maintenue lors des travaux. Le surveillant doit de plus s'assurer que la note de calcul est signée par un ingénieur. La méthode de levage n'a à être visée ni par le concepteur ni par le surveillant. Ces derniers doivent tout de même prendre le temps de comprendre la méthode proposée par l'entrepreneur et ne doivent pas hésiter à questionner cette méthode.

L'entrepreneur doit respecter les exigences générales de l'article 6.6 « Plans fournis par l'entrepreneur » du CCDG pour la remise de ces documents, y compris le délai minimal de 2 semaines que le Ministère s'accorde pour étudier les plans.

Le surveillant doit viser les plans d'atelier, sauf ceux relatifs aux appareils d'appui à élastomère confiné, lesquels doivent être transmis au concepteur pour qu'il les vise. Cette exigence est due à la complexité de la conception de ces appareils, qui peuvent être, en plus, remplaçables ou non, ou encore à élastomère confiné inversé (les appareils d'appui à pot inversé ne sont demandés que pour les appareils guidés).

Bien que le surveillant doive viser les plans d'atelier des élastomères frettés, il peut demander au concepteur de le faire à sa place s'il ne se sent pas à l'aise de le faire. Dans ce cas, le concepteur retourne au surveillant les plans qu'il a visés. De même, le surveillant transmet pour information au concepteur une copie des plans qu'il a visés. Dans le cas des autres types d'appareils d'appui, les plans d'atelier doivent être visés par le concepteur. La fabrication des appareils d'appui ne peut pas débuter avant que ces plans n'aient été retournés à l'entrepreneur (voir l'article 6.6 du CCDG).

Le visa est un acte par lequel le concepteur ou le surveillant reconnaît que les plans sont conformes dans leurs grandes lignes aux documents contractuels; l'entrepreneur conserve cependant l'entière responsabilité de la conception, de l'exactitude des détails, des dimensions et des quantités. Le surveillant, s'il vise lui-même les plans d'atelier, doit aussi s'assurer de l'exactitude de certaines données de base comme la conformité des matériaux utilisés, les dimensions et la capacité de charge et de mouvement demandées dans les plans et devis.

La figure 8.1-1 du chapitre 8 « Ouvrages en acier et en aluminium » du présent manuel présente le tampon de vérification type utilisé à titre de visa.

9.1.2 Exigences de conception

Les exigences de conception des appareils d'appui sont mentionnées au CCDG et au devis spécial. Ces exigences sont d'intérêt surtout pour le fabricant qui a la charge de concevoir les appareils d'appui; elles sont aussi destinées au concepteur de la structure à construire et, dans une moindre mesure, au surveillant.

9.1.3 Matériaux

La conformité des matériaux, y compris celle du composé compressible (p. ex. : élastomère), est généralement vérifiée en usine par le personnel de la DCQM du Ministère ou par l'un de ses prestataires de services lorsque le contrat fait l'objet d'un suivi en usine.

Le coulis cimentaire employé sous les appareils d'appui à élastomère confiné doit respecter les exigences de la norme 3901 « Coulis cimentaires » du *Tome VII – Matériaux* de la collection Normes – Ouvrages routiers du Ministère. Les coulis qui satisfont aux exigences de la norme figurent sur la *Liste des matériaux relatifs au béton éprouvés par le Laboratoire des chaussées*, laquelle est disponible sur le site Web du Ministère[1].

9.1.4 Assurance de la qualité

L'assurance de la qualité relative aux matériaux doit être faite, notamment, selon les prescriptions du *Guide de surveillance – Chantiers d'infrastructures de transport.*

Le devis spécial exige maintenant que les appareils d'appui de type élastomère fretté, avec ou sans éléments glissants, subissent plusieurs tests et essais afin de s'assurer de la qualité du matériau ainsi que de la fabrication.

Tous les essais doivent avoir été supervisés ou réalisés par un représentant autorisé d'un laboratoire certifié ISO 9001 ou ISO/IEC 17025. Un rapport doit être produit par ce représentant et attestant que les essais ont tous respecté les exigences.

Il faut préciser que les fabricants d'appareil d'appui ne disposent généralement pas des équipements requis pour mouler et vulcaniser les éléments en élastomère (appuis frettés ou disques confinés). Ces éléments sont donc fabriqués chez un sous-traitant spécialisé, communément appelé « mouleur ».

[1] www.transports.gouv.qc.ca

La première série d'essais est de type destructif. Ces essais visent à vérifier les propriétés de l'élastomère après moulage et vulcanisation. Les échantillons doivent être prélevés sur un ou des appareils d'appui supplémentaires pour chaque lot de composé d'élastomère. Le mouleur des élastomères acquiert une grande quantité de matière première et peut produire un grand volume d'appareils d'appui avec le même lot de composé d'élastomère, parfois même sur plus d'un projet. C'est pourquoi, la plupart du temps, un seul lot de composé d'élastomère sera testé sur un même projet. Les essais devant être réalisés visent à vérifier la conformité de l'élastomère selon les exigences du tableau 11.5 de la norme CSA S6, entre autres les modules de cisaillement et de compression, la dureté, la résistance en traction et l'adhérence aux tôles d'acier. Parmi les propriétés vérifiées, un essai vise à vérifier le module de cisaillement à -40 °C après un conditionnement minimal de 21 jours. Pour effectuer ces essais, le mouleur procédera à la découpe d'échantillons standardisés directement dans l'appareil d'appui à l'aide d'un jet d'eau à ultra haute pression.

La seconde phase de tests vise la performance sous des charges de compression représentant 100 % et 150 % de la charge maximale en service (ÉLUT), selon la méthode des articles 8.8.1 et 8.8.2 de la norme AASHTO M251 « Standard Specification for Plain and Laminated Elastomeric Bridge Bearings ». L'essai à 100 % de la charge en service vise à vérifier que la déformation de l'appareil d'appui n'excède 7 % de sa hauteur effective. Le second essai à 150 % de la charge de service vise à vérifier la qualité de fabrication et à s'assurer que les dommages sont sous les limites permises.

Deux appareils d'appui, par lot d'appareils d'appui, sont requis pour les essais selon la norme AASHTO M251. Le Ministère a défini un lot d'appareils d'appui comme étant tous les appareils d'appui ayant des dimensions relativement semblables, jusqu'à une tolérance de ±10 % sur chacune de ses longueurs, et ce, peu importe le nombre de frettes à l'intérieur de ces appareils d'appui. Le choix des appareils d'appui à tester se fait par l'inspecteur ou le surveillant.

Les appareils d'appui ayant réussi les essais non destructifs et dont les dommages sont sous les limites acceptables de la norme AASHTO M251 peuvent être réutilisés pour le projet.

9.1.5 Fabrication

La fabrication des appareils d'appui est vérifiée en usine sous forme d'audits ponctuels par le personnel de la DCQM ou par l'un de ses prestataires de services lorsque le contrat fait l'objet d'un suivi en usine. Si ce n'est pas le cas, le surveillant n'a pas à faire ce suivi, puisque les fabricants sont des entreprises spécialisées dans le domaine et que, par conséquent, la fabrication est généralement conforme aux plans d'atelier. Les fournisseurs d'appareils d'appui, autres que ceux en élastomère fretté, ayant été préalablement approuvés par le Ministère sont Goodco Z-Tech et LCL Ponts.

9.1.6 Mise en œuvre

Réception des appareils d'appui

Dès la réception des appareils d'appui au chantier, le surveillant doit veiller à ce qu'ils soient entreposés dans un endroit en retrait de façon à ne pas être endommagés lors des opérations de chantier. Il doit aussi s'assurer qu'ils sont déposés sur des supports et à l'abri des intempéries pour ne pas être salis ni endommagés. Le surveillant ne doit pas hésiter à intervenir auprès de l'entrepreneur si les conditions de déchargement et d'entreposage ne sont pas satisfaisantes.

Le surveillant doit aussi s'assurer, dès la livraison des appareils d'appui, qu'ils sont conformes aux plans d'atelier visés. Il doit signaler immédiatement à l'entrepreneur toute anomalie pour que les corrections soient apportées rapidement et que les travaux ne soient pas indûment retardés. Il doit également informer le concepteur de la nature de ces corrections.

Les appareils d'appui à élastomère confiné doivent être livrés complètement montés. Il est interdit de les démonter au chantier pour ne pas les endommager. En cas de démontage de ces appareils effectué à l'insu du surveillant, ce dernier doit exiger leur retour à l'usine pour inspection et remontage ou, au moins, la présence d'un représentant du fournisseur pour superviser le remontage au chantier.

De plus, le surveillant ne doit pas se fier entièrement au suivi effectué en usine par la DCQM, puisque celui-ci porte principalement sur les méthodes de travail du fournisseur. En cas de doute, le surveillant doit consulter la DCQM (par l'entremise du chargé d'activité du Ministère pour un surveillant employé par un prestataire de services), notamment en ce qui a trait aux soudures et à la protection anticorrosion.

Pour tous les types de poutres, en acier ou en béton, le surveillant doit vérifier dès que possible la planéité de la zone du dessous des poutres entrant en contact avec les appareils d'appui. La soudure âme-semelle des poutres en acier a tendance à faire courber le dessous des poutres. Or, une courbure trop prononcée peut rendre très difficile le soudage des appareils d'appui. Il en va de même pour le dessous des poutres en béton, qui peut être incliné en raison d'un mauvais coffrage. Des corrections difficiles peuvent engendrer des retards importants.

Tiges d'ancrage

Des tiges d'ancrage sont généralement prévues pour retenir transversalement les poutres en acier ou les poutres préfabriquées en béton précontraint (et longitudinalement lorsque l'appareil d'appui est fixe).

L'emplacement des tiges d'ancrage doit être choisi avec soin, car tout écart, si petit soit-il, va empêcher soit la mise en place des poutres, soit le libre mouvement du tablier. Rappelons que ces deux situations constituent des problèmes très difficiles à résoudre une fois le béton durci autour des tiges. Le surveillant doit consulter le concepteur si une de ces situations se présente. La méthode de correction, facile, consistant à frapper sur une tige fautive avec une masse est à proscrire, tout comme celle visant à agrandir les trous de la plaque à enfiler sur les tiges. Cette dernière solution est possible, mais le concepteur doit d'abord évaluer si cela peut se faire avec les plaques prévues à l'origine.

Les tolérances pour la pose des tiges d'ancrage sont indirectement déterminées par celles établies pour les appareils d'appui à l'article 15.9.1.6 du CCDG, qui exige que les appuis soient posés à un maximum de 3 mm de leur position théorique sur les plans. Comme les ancrages doivent fixer les appareils d'appui en s'insérant dans des trous sur les plaques d'appui, ils doivent respecter la même tolérance que les appuis. La précision dans la mise en place des ancrages est donc de la plus haute importance, et ce, d'autant plus que les travaux correctifs peuvent engendrer des retards très importants.

Pour s'assurer que les tiges d'ancrage sont bien placées, le CCDG exige l'utilisation d'un gabarit temporaire en acier, d'épaisseur suffisante, destiné à maintenir les tiges bien en place jusqu'au durcissement du béton (voir la figure 9.1-2). Le surveillant doit, immédiatement avant le bétonnage, vérifier une dernière fois la mise en place des tiges, notamment leur emplacement entre elles puis par rapport à l'unité de fondation qui les supporte et, finalement, par rapport à l'unité de fondation voisine qui recevra la même poutre.

Le surveillant doit aussi vérifier l'horizontalité du gabarit ainsi que la verticalité et la longueur hors béton prévue des tiges. Les tiges doivent donc être bien fixées à leurs bases pour que leur verticalité soit préservée lors du bétonnage. Rappelons que la longueur hors béton des tiges doit être suffisante pour qu'elles excèdent de 3 mm l'écrou ou le contre-écrou pour un élastomère fretté une fois la poutre en place sur l'appareil d'appui. Le gabarit temporaire est fixé aux tiges au moyen de 2 écrous, un premier sous lui et un deuxième bien serré au-dessus de lui.

Pour que les filets des tiges d'ancrage soient protégés contre les éclaboussures de béton pendant le bétonnage, les extrémités supérieures de ces dernières doivent être entourées de ruban adhésif.

Blocs d'assise

Les blocs d'assise sont les surfaces de béton sur lesquelles reposent les appareils d'appui. Leur rôle consiste principalement à maintenir les appareils hors d'atteinte de l'eau qui pourrait se trouver sur l'assise des unités de fondation et à assurer une répartition uniforme et stable des charges verticales au moyen de surfaces d'appui planes et horizontales.

L'article 15.4.3.5.8 « Finition du béton » du CCDG précise que la surface des blocs d'assise doit respecter une tolérance de planéité de 0,35 % par rapport à l'horizontale. Sur un bloc d'assise de 500 mm de côté, la tolérance est donc d'un peu moins de 2 mm.

En effet, quel que soit le type d'appareil utilisé, il est primordial qu'il soit posé à l'horizontale, que les poutres ou le tablier aient ou non une pente longitudinale. Habituellement, lorsque le pont est longitudinalement en pente, celle-ci est reprise par une plaque biseautée en acier (poutres en acier ou NEBT) ou par une dépression en pente en présence de poutres en béton (AASHTO ou coulée en place). Cependant, en présence de poutres en acier ou de poutres préfabriquées en béton précontraint, pour des pentes longitudinales inférieures à 0,5 %, la plaque biseautée peut ne pas être requise si l'appareil est dimensionné en considérant la rotation induite par la pente.

L'entrepreneur doit vérifier la distance entre deux unités de fondation adjacentes une fois celles-ci construites pour que la distance entre les appareils d'appui d'une même travée soit compatible avec la longueur des poutres fabriquées en usine.

Important

Pour une structure à travées continues en acier, il est important que les élévations de tous les appareils d'appui soient exactes, de façon que cela n'induise pas d'efforts supplémentaires dans le système structural.

Lorsque les exigences de l'article 15.9.1.2 du CCDG ne peuvent être respectées et que les dimensions des appareils d'appui sont différentes de celles spécifiées dans les plans de soumission, le surveillant doit s'assurer que l'entrepreneur a modifié les élévations et les dimensions des blocs d'assise correspondants afin de ne pas changer le niveau final du tablier, surtout dans le cas d'un pont existant où le joint de tablier situé sur la même unité de fondation est conservé. La position des ancrages doit également être ajustée aux nouvelles dimensions de l'appareil d'appui.

La construction des blocs d'assise des appareils d'appui est réalisée après celle de l'unité de fondation pour que l'entrepreneur prenne toutes les précautions nécessaires à l'obtention de surfaces planes, horizontales et à l'élévation précise prévue. Il est en effet quasiment impossible d'obtenir le niveau exact de chacun des blocs d'assise en raison du tassement ou du retrait du béton frais sur la pleine hauteur de l'unité de fondation ou du tassement du sol à la suite du remblai de l'arrière de la culée.

Le béton habituellement utilisé pour les blocs d'assise est de type XIV-S ou XIV-R (béton autoplaçant). Il donne facilement une surface du dessus des blocs d'assise parfaitement horizontale, ce qui diminue considérablement le besoin de le meuler. En contrepartie, ce type de béton a tendance à donner une surface très lisse n'offrant pas suffisamment de friction pour permettre le bon fonctionnement des élastomères frettés. Le devis spécial exige que soit effectuée une finition de surface sur le bloc d'assise de manière à en augmenter la rugosité. L'entrepreneur doit présenter une méthode pour rendre cette surface conforme à un CSP 3 à 5 de l'International Concrete Repair Institute (ICRI).

Dans le cas d'un appareil d'appui en élastomère fretté, le surveillant doit vérifier, immédiatement après le bétonnage, que la surface est conforme. Il lui faut utiliser un niveau de menuisier pour en vérifier l'horizontalité selon différents angles et un niveau d'arpentage pour en vérifier l'élévation. La surface doit aussi être rugueuse pour que le déplacement des appareils soit impossible. Puisque le béton des blocs d'assise doit avoir une résistance à la compression d'au moins 20 MPa avant la mise en place des poutres, il faut s'assurer de construire les blocs d'assise suffisamment à l'avance pour ne pas retarder les travaux. Il est parfois nécessaire de prélever des éprouvettes de béton supplémentaires à cet effet.

Dans le cas d'un appareil d'appui à élastomère confiné, bien qu'un coulis cimentaire soit utilisé entre les blocs d'assise et le dessous des plaques d'assise des appareils d'appui, il faut que l'entrepreneur s'assure que le bétonnage des blocs est effectué soigneusement, car l'épaisseur du coulis doit se situer entre 10 et 15 mm. Cette plage d'épaisseur est nécessaire, car le coulis est considéré comme moins durable que le béton (la plus faible quantité est préférable). L'épaisseur minimale de 10 mm est, quant à elle, requise parce qu'il n'existe pas de coulis sur le marché pouvant être mis en place sur une épaisseur moindre et que cette épaisseur minimale évite la présence de vides isolés sous l'appareil d'appui, impossibles à remplir (ce qui compromet la répartition uniforme de la charge sur le bloc d'assise). Si l'élévation de certains blocs d'assise est jugée comme non conforme, l'entrepreneur doit présenter une méthode de correction acceptable.

Vérifications des appareils d'appui en élastomère fretté avant la mise en place des poutres

Le surveillant doit vérifier une dernière fois, avant la mise en place des poutres, que tous les appareils d'appui ont été installés au bon endroit et dans la bonne direction, certains appareils en élastomère fretté ne se différenciant que par leur épaisseur. Le surveillant doit être vigilant, car l'entrepreneur ne se fie habituellement qu'à l'information inscrite sur l'appareil, sans autre vérification.

Dans le cas des appareils d'appui sans élément glissant, la température moyenne des poutres lors de leur mise en place doit respecter les exigences du CCDG, c'est-à-dire se situer entre -10 °C et 20 °C pour que les appareils ne soient pas trop déformés par des températures extrêmes. Bien qu'il faille s'en tenir à cette exigence, si la température ne se situe pas dans cette plage et qu'il est vraiment impossible d'attendre, le surveillant peut accepter que l'entrepreneur procède à la mise en place des poutres, mais ce dernier doit procéder au levage du tablier dès que la température est adéquate. Il est cependant déconseillé de procéder ainsi, compte tenu des risques de bris aux appareils d'appui si le levage est retardé indûment ou aux autres éléments de pont par le levage lui-même.

La température moyenne des poutres, ou du tablier dans le cas d'un remplacement d'appareils d'appui sous un tablier existant, se calcule à partir de relevés des températures des surfaces des poutres et du dessous de la dalle. Ces relevés sont faits à intervalles réguliers, sur une période d'au moins 24 heures dans le cas de poutres en acier et 48 heures dans le cas de poutres en béton. L'objectif de ces relevés est d'être en mesure de prédire le plus précisément possible la température réelle de l'ensemble du tablier lors du positionnement sur les appareils d'appui. La température ambiante est un mauvais indicateur de la température réelle du tablier, particulièrement si le tablier est au-dessus d'un cours d'eau, par exemple.

Dans le cas de ponts comportant de longues travées, la rotation de la poutre à la suite du bétonnage de la dalle peut occasionner des déplacements relativement importants. Cette déformation peut exiger une surépaisseur inutile de l'appareil d'appui. Le devis spécial peut exiger que le concepteur soit informé des températures du tablier lors du dépôt de ce dernier sur les appareils d'appui. Le devis spécial peut aussi exiger un levage du tablier à la suite du bétonnage de la dalle pour que cette déformation soit éliminée. L'entrepreneur, par l'entremise du surveillant, doit donc faire des relevés de température des poutres et des déformations des appareils d'appui et les transmettre au concepteur, qui doit donner son avis sur la nécessité de procéder à un levage de repositionnement des appareils d'appui à un axe. Pour ce faire, des points de levage ayant une capacité suffisante doivent avoir été prévus dans les plans de conception. Cette exigence au devis spécial vise la diminution de la hauteur des appareils d'appui.

S'il est exigé aux plans, il faut également s'assurer que le cadre en acier situé autour de chaque appareil d'appui est mis en place à la bonne étape et est bien ancré dans le béton de l'assise, puisqu'il est beaucoup plus complexe de le faire une fois la poutre mise en place.

Dans le cas de poutres en acier, les tiges d'ancrage doivent être centrées par rapport aux trous oblongs de la plaque supérieure d'un appareil d'appui en élastomère fretté sans éléments glissants lorsque la température, au moment de la mise en place des poutres, se situe entre -10 °C et 20 °C. Les trous oblongs doivent mesurer un minimum de 150 mm. Si la température ne se situe pas dans

cette plage de température, le surveillant doit communiquer avec le concepteur pour déterminer la position de la plaque supérieure relativement aux tiges d'ancrage. Cette précaution vise à éviter que les tiges viennent buter aux extrémités des trous avant l'atteinte des températures extrêmes de conception. Le surveillant doit être extrêmement vigilant, car les tolérances d'ajustement sont de l'ordre du millimètre.

Dans le cas d'un tablier à poutres d'acier, la surface d'appui entre la semelle et la plaque supérieure de l'appareil d'appui doit respecter les exigences de l'article A10.1.7.3 de la norme CSA S6. Globalement, les tolérances sont de 0,5 mm dans la zone correspondant à la projection de l'âme et des raidisseurs d'appui et de 2 mm pour le reste de la surface de contact. On peut vérifier ces tolérances en tentant d'insérer des languettes de tôles d'acier minces selon ces deux valeurs. Il faut évidemment le faire avant le soudage de la semelle à la plaque de l'âme.

Dans le cas des appareils avec éléments glissants, qui sont livrés en pièces détachées, il faut positionner la plaque supérieure de l'appareil d'appui en position centrée sur le raidisseur central de la poutre en acier ou avec le centre du diaphragme pour des poutres préfabriquées en béton précontraint. La partie inférieure (l'élastomère fretté et le polytétrafluoroéthylène (PTFE)) est installée en position centrée sur le groupe d'ancrages, et ce, quelle que soit la température du tablier lors de la mise en place des poutres. Cette façon de procéder assure que l'appareil sera automatiquement à la bonne position en fonction de la température, étant donné que les tolérances de fabrication et de construction sont maintenant adéquatement encadrées. S'il n'y a pas d'ancrages, le concepteur pourra produire un tableau de positionnement en fonction de la température des poutres ou du tablier. L'entrepreneur doit veiller à ne pas endommager la feuille de PTFE et la plaque d'acier inoxydable lors de la manutention et de la mise en place des appareils. Il faut essuyer les surfaces de PTFE et d'acier inoxydable avant le montage des appareils afin d'enlever toutes les poussières. Les appareils ne doivent être installés que peu de temps avant la mise en place des poutres, ce qui réduit les risques de bris.

Vérifications des appareils d'appui à élastomère confiné avant la mise en place des poutres ou le bétonnage du tablier

Le surveillant doit vérifier une dernière fois, avant la mise en place des poutres, que tous les appareils d'appui ont été installés au bon endroit et selon la direction indiquée par les marques qui se trouvent sur le dessus des appareils.

La partie supérieure des appareils d'appui à élastomère confiné est généralement installée de façon centrée par rapport au raidisseur central de la poutre, dans le cas de poutres en acier, et au diaphragme dans le cas de poutres préfabriquées en béton précontraint. Dans le cas d'appareils d'appui avec éléments glissants, la partie inférieure est positionnée longitudinalement centrée sur la plaque de base ou les ancrages, quelle que soit la température moyenne des poutres. Lors du positionnement final, il sera donc requis de retirer les plaques d'attache temporaires reliant les parties inférieure et supérieure des appareils. Dans le cas d'un pont existant, lorsqu'un grand mouvement de translation est accompagné d'un manque d'espace disponible, ou dans le cas d'un pont neuf ayant un mouvement très important, le réglage de l'appareil peut se faire en fonction de la température moyenne du tablier et selon les indications de la table des réglages apparaissant dans les plans et devis. Le surveillant doit alors être extrêmement vigilant, car les risques sont grands d'excentrer les appareils du mauvais côté.

Il faut veiller à ce que les plaques d'attache temporaires servant à maintenir les parties inférieure et supérieure des appareils ne soient pas enlevées trop tôt, ce qui assure qu'ils ne sont pas excentrés.

Mise en place d'un appareil d'appui à élastomère confiné d'un pont neuf

Puisqu'il faut s'assurer que chaque appareil est mis en place à l'élévation prévue et à l'horizontale, la plaque d'assise de l'appareil d'appui doit être déposée sur des cales en acier d'épaisseur variable et en nombre suffisant pour assurer sa stabilité et son horizontalité parfaite. La plaque est fixée par des écrous sur les tiges d'ancrage. Le cordon de retenue et le coulis doivent ensuite être mis en place selon les spécifications du CCDG et du devis spécial.

Bien que les méthodes de mise en place du cordon de retenue et du coulis soient bien décrites dans ces documents, pour favoriser une cure adéquate, il faut prendre des précautions en ce qui concerne la température minimale des surfaces de contact (au besoin, il faut ajouter une protection par temps froid) lors de sa pose et la température à maintenir pendant les 24 heures suivantes. Il faut également vérifier, au moment de la mise en place du cordon, que les points d'injection sont bien localisés et en nombre suffisant relativement à la taille de l'appui, et que des évents sont disposés au pourtour et aux coins. Il faut finalement maintenir la pression suffisamment longtemps à la fin de l'injection pour s'assurer qu'aucun vide ne subsiste sous l'appareil d'appui.

Il est prudent de vérifier une dernière fois, avant le durcissement du coulis, le nivellement de chaque appareil. Une fois le coulis durci, il faut enlever le cordon de retenue pour effectuer une inspection visuelle du coulis mis en place.

Vérifications après la mise en place des poutres ou le bétonnage du tablier

Lorsqu'une poutre est mise en place, il faut s'assurer encore une fois que chaque appareil d'appui est bien positionné et qu'il ne s'est pas déplacé. Sinon, il faut relever immédiatement la poutre et remettre en place l'appareil fautif. Dans le cas d'un mauvais alignement de l'appareil d'appui par rapport au centre de la poutre, il faut se référer aux tolérances d'installation qui apparaissent sur les plans d'atelier des appareils d'appui.

Lorsque la plaque supérieure d'un appareil d'appui en élastomère fretté (avec ou sans éléments glissants) ou les plaques inférieure et supérieure d'un appareil d'appui à élastomère confiné doivent être soudées au chantier à une poutre, et à une plaque d'assise pour un appareil d'appui à élastomère confiné, il faut effectuer la soudure dès que possible après la mise en place des poutres pour éviter tout déplacement relatif entre l'appareil d'appui et la poutre ainsi que pour assurer la meilleure stabilité possible du système structural.

Bien que ce soit souhaitable, il n'est pas obligatoire que cette soudure soit finale ou qu'elle respecte les dimensions exigées aux plans et devis tant que la charpente n'est pas à sa position définitive. Selon les procédures généralement utilisées par les entrepreneurs, le positionnement final de la charpente sur les appareils d'appui se fait uniquement après la fin du montage complet de la charpente. Cela est dû au fait que l'entrepreneur répartit les erreurs de fabrication et de construction sur les appareils d'appui afin d'optimiser le centrage de la charpente terminée sur ces derniers. Temporairement, on peut donc utiliser seulement une soudure minimale pour supporter les efforts de montage de la charpente. Toutefois, lorsque la charpente est à sa position finale, l'entrepreneur doit procéder au soudage complet des appareils d'appui, et ce, avant le bétonnage de la dalle.

La galvanisation doit être enlevée, généralement par meulage (voir l'article 15.14.2.2.2 du CCDG), au droit des soudures plus une largeur d'environ 50 mm (voir la partie « Préparation du métal de base » du chapitre 8 « Ouvrages en acier et en aluminium » de ce manuel). En effet, les soudures sur des pièces galvanisées ne sont pas permises parce que le zinc contamine le bain de fusion, ce qui peut introduire à l'intérieur des soudures des fissures microscopiques qui peuvent se propager au cours de la vie utile de l'ouvrage. La surlargeur de 50 mm est requise, puisque la galvanisation sera brûlée lors de l'opération de soudage en raison de l'apport important de chaleur.

De plus, si l'acier de la plaque supérieure d'un appareil en élastomère fretté est de nuance 350A ou 350AT, ou que les plaques inférieure et supérieure d'un appareil à élastomère confiné sont de nuance 350A, le type d'électrode utilisé doit être compatible avec cet acier pour que les caractéristiques d'anticorrosion soient les mêmes.

Le soudage ne doit pas produire de chaleur excessive pour ne pas endommager les éléments en élastomère de l'appareil ni les plaques de téflon des appareils à éléments glissants. Il est recommandé de vérifier ce point en mesurant la température des plaques inférieure et supérieure de l'appareil d'appui lors du soudage au moyen d'un thermomètre à infrarouge. La température ne devrait pas dépasser 120 °C près des plaques de glissement en PTFE et 150 °C près des élastomères.

La soudure doit être exécutée par une entreprise de soudage (division 2) et un soudeur qualifié selon les exigences de l'article 15.8.4.1.1 « Certification de l'entreprise et qualification du personnel effectuant les soudures » du CCDG. La soudure doit être exécutée selon les modalités du chapitre 8 « Ouvrages en acier et en aluminium » du présent manuel. Mentionnons que l'article 15.8.5.4.2 « Contrôle des soudures » du CCDG exige maintenant que l'inspecteur en soudage atteste sur-le-champ au surveillant que les soudures sont conformes aux exigences; un rapport écrit à ce sujet doit être remis dans les 7 jours au surveillant.

Une fois les soudures terminées, les soudures et les surfaces d'acier environnantes dont le zinc a été enlevé doivent être protégées au moyen de deux couches d'enduit riche en zinc selon les exigences de l'article 15.14.2.2.4 « Réparation après galvanisation » du CCDG. Cette exigence du CCDG vise à favoriser la durabilité des appareils d'appui et des poutres.

Une fois la plaque supérieure d'un appareil d'appui en élastomère fretté (avec ou sans éléments glissants) soudée à une poutre en acier, il faut mettre en place deux écrous sur chaque tige d'ancrage. On doit serrer ces deux écrous à fond (à l'aide de deux clés à mâchoires d'une longueur d'environ 400 mm) l'un contre l'autre afin d'éviter leur desserrage éventuel. Les plans exigent qu'un espacement libre minimal de 5 mm entre l'appareil d'appui et le dessous de l'écrou inférieur (excluant la rondelle) soit maintenu pour favoriser le mouvement relatif entre ces deux pièces ainsi que la rotation des poutres.

Dans le cas des appareils d'appui à élastomère confiné, le surveillant doit s'assurer que les plaques d'attache temporaires servant à maintenir les parties inférieure et supérieure des appareils sont enlevées dès la mise en place de chaque poutre. Dans le cas d'un tablier en béton coulé en place, ces plaques devraient être enlevées environ 24 heures après la fin du bétonnage. Bien que ces exigences ne soient pas contractuelles, elles sont cependant conseillées pour faciliter la reprise du mouvement attribuable aux changements de température des poutres ou du tablier et éviter que les appareils ne s'endommagent de façon prématurée. Ces plaques n'ont pas pour rôle d'assurer la stabilité des poutres lors du montage de la charpente ou durant la construction de la dalle.

Protection des appareils d'appui

Une fois mis en place, les appareils d'appui doivent être protégés lors de tout travail réalisé à proximité d'eux. Cette précaution est particulièrement importante dans le cas des appuis en élastomère confiné et des appuis comportant des éléments glissants, car il faut, entre autres, éviter de souiller la plaque d'acier inoxydable polie. Parmi les travaux qui peuvent salir ou endommager les appuis, mentionnons la projection de béton ou le nettoyage des surfaces au jet d'eau sous pression. Une inspection de ces surfaces doit être prévue à la fin des travaux afin de s'assurer qu'elles sont propres et que le fini de type miroir est toujours présent.

Exemples de mise en place

Pour mieux visualiser ces notions, le surveillant peut se référer aux figures 9.1-1 et 9.1-2, qui schématisent les différentes étapes de mise en place d'appareils d'appui les plus couramment utilisés.

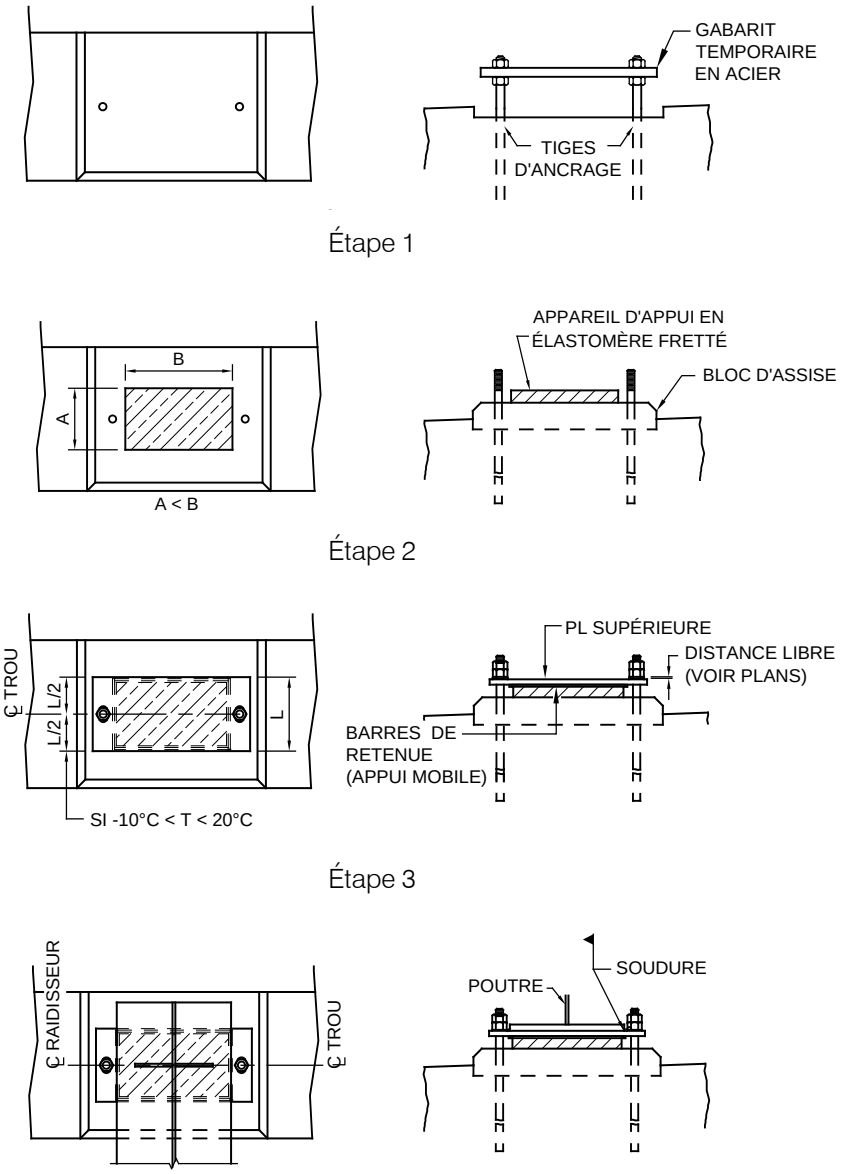
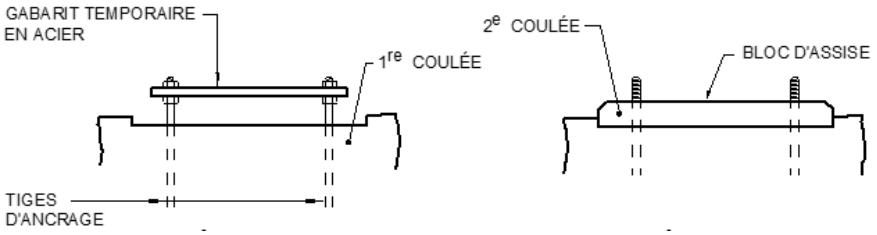
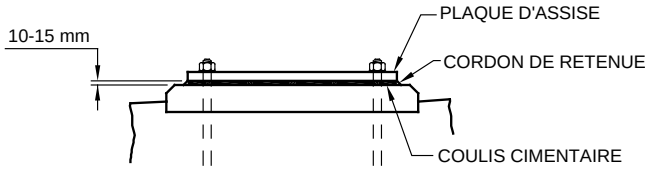


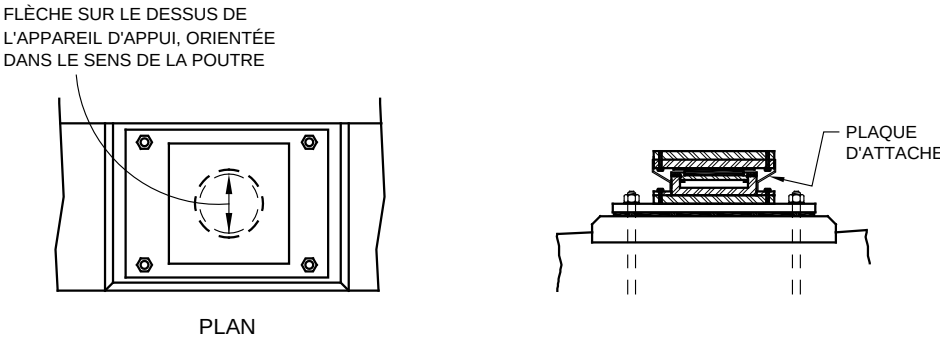
Figure 9.1-1 Exemple d'étapes de mise en place d'un appareil d'appui en élastomère fretté sous une poutre en acier



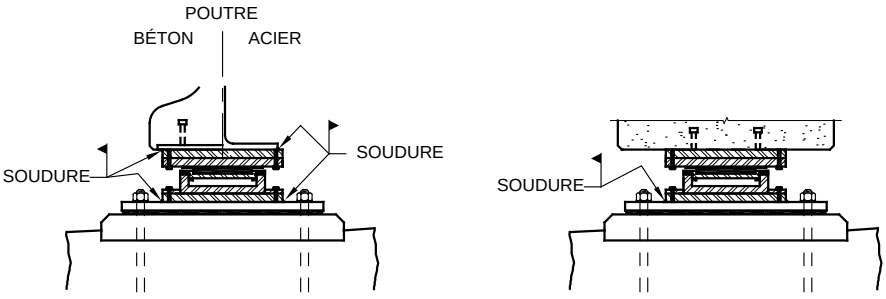
Étape 1 Étape 2



Étape 3



Étape 4



Poutre préfabriquée Poutre bétonnée en place

Étape 5

Figure 9.1-2 Exemple d'étapes de mise en place d'un appareil d'appui à élastomère confiné

9.1.6.1 Appareil d'appui à élastomère confiné

Les notions relatives à ce type d'appareil ont été incorporées aux parties 9.1.6 « Mise en œuvre » et 9.1.6.2 « Remplacement d'appareils d'appui » du présent chapitre.

9.1.6.2 Remplacement d'appareils d'appui

L'information qui suit s'ajoute aux informations données dans la partie 9.1.6 « Mise en œuvre » du présent chapitre.

Pour procéder au remplacement des appareils d'appui, il faut effectuer un levage du tablier. Cette opération doit être réalisée selon les indications du plan décrivant les méthodes de levage et de support du tablier (voir la partie 9.1.1 « Documents requis » de ce chapitre).

Une fois construit, et avant le levage lui-même, le système de levage et de support doit être inspecté par un ingénieur de l'entrepreneur, qui doit signer un avis écrit indiquant que le système est conforme au plan soumis. L'entrepreneur doit remettre cet avis au surveillant. L'ingénieur ne peut pas déléguer cette activité à une autre personne, car le Ministère tient à ce que l'inspection soit faite par un ingénieur compte tenu des graves conséquences qui peuvent découler d'un vice de construction. Il n'est pas nécessaire que cet ingénieur soit celui qui a préparé le plan.

De plus, avant de procéder au levage, le surveillant et l'entrepreneur doivent s'entendre sur la façon de référencer l'élévation du dessus de chaque appareil d'appui à remplacer afin que l'ensemble du tablier repose sur les nouveaux appareils d'appui à la même élévation que sur les anciens appareils.

Cette exigence, qui ne s'applique pas à un tablier neuf, où les poutres sont déposées une par une sur les appareils, vise à ce qu'il n'y ait pas d'efforts résiduels induits dans le tablier. En effet, si le tablier ne repose pas exactement à la même élévation sur un de ses appuis, parce que le nouvel appareil d'appui a été mis en place à un niveau différent de l'ancien, la répartition des charges supportées par les appareils sera reprise de manière non uniforme entre les appareils d'appui voisins au prix de contraintes importantes dans les diaphragmes ou les contreventements.

Lors du remplacement d'appareils d'appui en présence d'un joint dalle sur culée, il est primordial que les poutres soient replacées très exactement au même niveau. En effet, ce type de joint n'offre aucune souplesse de nivellement. En cas de niveau plus élevé qu'auparavant, il sera nécessaire de faire une injection dans l'espace créé entre le dessus du mur garde-grève et le dessous de la dalle du tablier. L'espace minimal requis pour une injection est de 10 mm. Le tablier devra être rehaussé d'autant, et les approches devront être corrigées. Dans le cas où le niveau est plus bas qu'auparavant, une partie de la charge sera reprise par la flexion de la dalle appuyée sur le garde-grève, ce qui est inacceptable et doit être corrigé. Si les nouveaux appareils d'appui sont plus hauts que les anciens, il faut considérer la différence d'écrasement entre les nouveaux et les anciens. Le fabricant pourra donner les informations à considérer.

Toujours lors du replacement des appareils d'appui en présence d'un joint dalle sur culée, il est important d'éviter que du gravier s'insère entre le dessus du garde-grève et le dessous de la dalle du tablier en porte-à-faux. Le cas échéant, même si les appareils d'appui sont repositionnés exactement au bon niveau, une pression pourrait se créer dans le porte-à-faux de la dalle et

provoquer la fissuration du béton. Pour que cette situation problématique ne survienne pas, le devis type exige que le joint dalle sur culée soit excavé et qu'une bande de caoutchouc soit fixée au bout de la dalle et s'étende jusqu'au-dessus du niveau du garde-grève. Cette étape peut être réalisée en phases, mais doit être achevée avant le levage du tablier.

Référencer l'élévation du dessus de chaque appareil d'appui n'est pas toujours simple. C'est assez facile lorsque le niveau du dessous des poutres ne change pas, mais plus délicat lorsqu'une réparation des extrémités de poutres est nécessaire. Soulignons que le niveau du dessus du tablier, au droit de chaque appareil d'appui, doit être le même. Donc, si la hauteur entre le dessous d'une poutre et le dessus du tablier est augmentée vis-à-vis d'un appareil d'appui, il faut réduire d'autant le niveau du dessus du nouvel appareil d'appui.

Le surveillant doit vérifier, lors du levage, le comportement des poutres de levage et des diaphragmes. Il doit arrêter les travaux s'il constate des dommages à ces éléments et se référer au contenu de l'activité 3002 du *Manuel d'entretien des structures* pour une information complète concernant les précautions à prendre lors du levage. Mentionnons toutefois que des supports temporaires par tranches d'au plus 3 mm doivent être mis en place pour éviter une chute trop importante du pont en cas de bris d'un des vérins.

Important

Si le projet inclut des travaux à la fois aux appareils d'appui et au joint de tablier sur une même unité de fondation, les travaux sur les appareils d'appui doivent d'abord être réalisés pour que le profil longitudinal au droit du joint ne soit pas modifié.

Lorsqu'on procède au remplacement d'un appareil d'appui à élastomère confiné, le nouvel appareil est généralement fixé à l'unité de fondation au moyen d'ancrages filetés insérés dans des trous forés dans le béton. Il en est de même pour les appareils d'appui en élastomère fretté pour lesquels une nouvelle plaque d'appui est mise en place. Lorsqu'on installe ces ancrages au-dessus d'un chevêtre, il faut vérifier l'emplacement des armatures existantes afin de ne pas couper une barre importante sur le plan structural. On ne doit pas non plus rencontrer de barres verticales lors du forage du trou, puisqu'il sera alors impossible de retirer la carotte de béton.

Lorsqu'on procède au remplacement d'appareils d'appui en élastomère fretté, il faut s'assurer, dans le cas d'un pont avec poutres en béton, que le cadre en acier situé autour de chaque appareil est inséré en place en même temps que chaque appareil d'appui. Ce cadre diffère de celui utilisé pour un pont neuf, puisqu'il se prolonge au-delà des dimensions de la poutre pour pouvoir être fixé au béton de l'assise.

9.2 JOINTS DE TABLIER

Cette partie du chapitre a pour objectif premier de couvrir les dispositions relatives à la mise en place de nouveaux joints de tablier et au remplacement de joints existants. Les notions relatives au joint dalle sur culée sont couvertes dans le chapitre 4 « Ouvrages en béton » de ce manuel. Il est recommandé au surveillant de consulter la Direction générale des structures du Ministère avant de procéder à la mise en place d'un joint asphaltique. Rappelons que ce type de joint est composé de granulats auxquels on ajoute un bitume.

Les joints installés sur des ponts neufs sont habituellement situés aux culées, car les dommages causés par un joint non étanche sont plus difficiles à réparer lorsqu'un joint se trouve à une pile. De plus, les dommages éventuels seront plus faciles à réparer sur une culée, généralement plus accessible.

Dans le cas des ponts existants, étant donné que beaucoup de joints déjà en place sont situés aux piles, le concepteur des travaux de réparation essaie d'en diminuer le nombre et de ne mettre que ceux qui sont vraiment nécessaires aux culées. Bien que cette diminution soit d'abord dictée par la volonté de réduire les inconvénients associés au manque d'étanchéité des joints, elle facilite aussi le travail du surveillant, compte tenu des efforts considérables à déployer pour mettre en place un joint. Lorsque le nombre de joints d'un pont existant n'est pas diminué, probablement parce qu'il est déjà peu élevé, il est normal que le nouveau joint ait une ouverture plus petite que celle de l'ancien joint, les effets du retrait et du fluage du béton ayant disparu et seuls les facteurs de température, de rotation et de freinage étant pris en compte dans le calcul du mouvement du nouveau joint.

Le joint de tablier est un équipement qui permet de créer un espace libre entre deux parties du tablier d'un pont, ou entre un tablier et la culée, ce qui favorise le mouvement relatif entre ces éléments de pont. Le joint de tablier est essentiel au fonctionnement structural d'un pont. Tous les ponts ont un ou des joints de tablier, sauf ceux de petite portée et ceux qui n'en ont pas besoin, comme les portiques et les ponts intégraux.

Il faut installer le joint de tablier de façon à ne pas entraîner de problèmes dus à son utilisation. Pour ce faire, le dessus du joint doit être le plus confortable possible pour les usagers. Cela permet également de réduire l'impact des véhicules lourds sur le tablier. Il faut donc que le joint s'intègre parfaitement aux profils transversal et longitudinal de la surface de roulement située de part et d'autre. Il s'agit là du principal défi de l'entrepreneur en ce qui concerne les joints. L'ouverture maximale de 120 mm permise pour un joint à une garniture s'inscrit aussi dans cet objectif.

Le joint de tablier doit également être étanche pour que les eaux chargées de chlorures ne viennent pas endommager les éléments sensibles de pont situés sous celui-ci. Puisque les dommages occasionnés par les joints non étanches arrivent au second rang des dépenses consacrées à l'entretien des structures, cela explique la politique du Ministère, qui consiste à limiter au strict minimum le nombre de joints requis pour le bon fonctionnement du pont.

Parmi les modèles offerts de joints étanches, le Ministère utilise le modèle à garniture enclenchée depuis la fin des années 1980. Ce joint est composé de deux profilés d'enclenchement retenant une garniture à paroi simple et de plaques d'ancrage servant à fixer les profilés d'enclenchement au béton de la dalle ou de la culée. Une série de photographies, à la fin du présent chapitre, illustrent les différents composants des joints avec épaulements d'acier.

De plus, le concepteur incorpore habituellement un dalot au joint lorsque les conditions l'exigent. Ce dalot sert à canaliser les fuites d'eau éventuelles vers les côtés du pont. Dans le cas des joints de tablier sans dalot, des butoirs sont soudés sous les profilés d'enclenchement pour protéger la garniture d'étanchéité. En effet, ces butoirs permettent de conserver une distance libre de 20 mm entre les profilés, même en cas de mouvement imprévu des unités de fondation. Lorsque le mouvement total du joint excède 100 mm, un joint multi-modules, soit à plus d'une garniture, est utilisé, chaque garniture reprenant une portion à peu près égale du mouvement sans toutefois

dépasser 80 mm chacune. Les garnitures d'un joint à plus d'une garniture sont aussi du type enclenché, mais il n'existe habituellement pas de dalot pour ces joints, bien qu'il soit possible d'en prévoir un.

Le Ministère n'utilise que le joint avec épaulements d'acier dans le cas d'un joint simple. Les joints multi-modules sont, quant à eux, à épaulement en béton. Ce joint se distingue de celui utilisé par le passé (joint avec épaulements en béton) par le fait que les épaulements en béton sont remplacés par des profilés HSS. Trois fois moins large que le joint avec épaulements en béton, il est donc beaucoup plus confortable pour les usagers. La mise en place des joints avec épaulements en acier se fait comme celle des joints avec épaulements en béton, sauf en ce qui concerne la pose d'un coulis à l'intérieur des profilés HSS.

Pour la suite de cette partie concernant les joints de tablier, le terme *joint* signifiera *joint de tablier avec épaulements en acier*, sauf mention différente, surtout parce que les joints à épaulement en acier comptent pour la plupart des joints.

Les joints de tablier et leurs caractéristiques sont décrits à l'article 11.3 « Joints de tablier » du *Manuel de conception des structures*. La figure 9.2-1, ci-dessous, illustre un joint de tablier à une garniture. La hauteur du dalot varie selon que le joint est posé ou non sur un nouveau tablier.

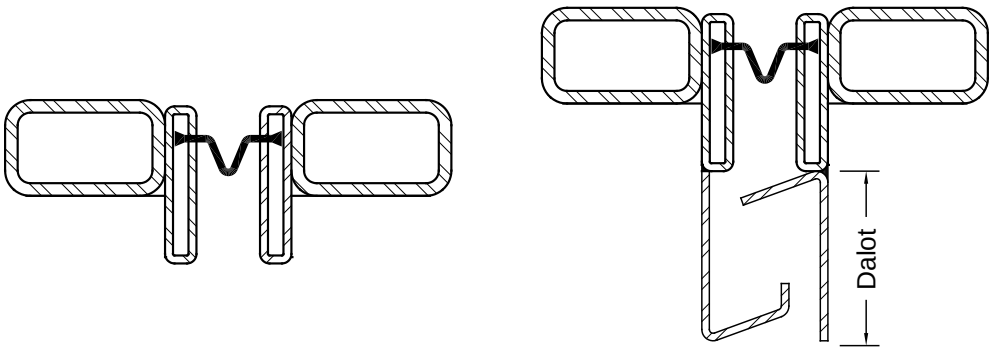


Figure 9.2-1 Joint de tablier à une garniture (vue partielle)

9.2.1 Documents requis

Plans d'atelier des joints

L'entrepreneur doit remettre les plans d'atelier des joints de tablier au surveillant. Bien que la conception et la fabrication des joints de tablier doivent être conformes à la norme CSA S6, cette exigence du CCDG concerne peu le surveillant, car le joint proposé par l'entrepreneur doit avoir été accepté par le Ministère. Cette exigence du devis spécial signifie qu'un joint doit avoir déjà fait l'objet d'une analyse et d'essais préalables en collaboration avec le Ministère. Les deux seuls fabricants préalablement approuvés par le Ministère sont LCL Ponts et Goodco Z-Tech.

Même si les plans d'atelier reproduisent presque intégralement les plans de soumission, des différences peuvent survenir entre les deux puisque, pour le remplacement de joints existants, le fournisseur se rend généralement sur le site pour vérifier l'exactitude des cotes des plans de soumission.

Une des erreurs couramment décelées concerne la distance horizontale entre les chasse-roues, qui doit se calculer à partir du dessus de l'épaulement du joint plutôt qu'à partir du dessus de la dalle; cette erreur entraîne une sous-évaluation de la longueur du joint d'environ 26 mm. De plus, les fournisseurs utilisent souvent un acier de nuance différente (ASTM A1011 grade 50, ASTM A572 grade 50 ou ASTM A36 extrudé) de celle indiquée dans les plans de soumission pour les profilés d'enclenchement, alors que pour les profilés HSS, un acier de nuance ASTM A500 grade C peut aussi être utilisé; cette pratique est connue et acceptée par le Ministère. Mentionnons finalement que, dans le cas d'un joint avec un biais, les plans d'atelier seront différents des plans de soumission, qui ne montrent que l'angle du biais.

Dans le cas des joints à une garniture fournis par LCL Ponts, l'ouverture J à 15 °C dans le tableau « Température-Ouverture » des plans d'atelier doit être de 50 mm pour que la garniture puisse être posée. Dans ce cas, ce fournisseur ajustera le tableau des ouvertures J sur ces dessins d'atelier. En effet, la garniture produite par ce fournisseur est légèrement plus rigide. Cette ouverture est de 40 mm chez Goodco Z-Tech. Le surveillant peut généralement accepter cette modification, sauf lorsque le mouvement total se rapproche de la limite supérieure de la capacité du joint. En effet, une ouverture ajustée à une valeur trop grande peut entraîner le déchirement de la garniture si l'ouverture excède 120 mm, par temps froid.

Les joints d'assemblage sont utilisés entre les phases des travaux ou lorsque la longueur du joint excède 11,7m, cette dernière valeur étant la longueur habituelle des bains de galvanisation au Québec. Dans ce dernier cas, il faut s'assurer que les joints d'assemblage sont situés le plus près possible du point haut transversal ou, pour un pont avec dévers, à mi-largeur du pont. En effet, compte tenu de la difficulté à bien étancher les joints d'assemblage, il serait mal avisé de les placer près des points bas transversaux, où le volume d'eau de ruissellement est élevé. Le surveillant doit consulter le concepteur si l'emplacement des joints d'assemblage mentionné dans les plans de soumission ou d'atelier lui semble inapproprié.

Approbation des documents

Les plans d'atelier doivent être signés et scellés par un ingénieur, sauf s'ils sont une copie sans aucune modification des documents de soumission, ce qui est rarement le cas pour les joints de tablier.

L'entrepreneur doit respecter les exigences générales de l'article 6.6 « Plans fournis par l'entrepreneur » du CCDG pour la remise de ces documents, y compris le délai minimal de 2 semaines que le Ministère s'accorde pour les étudier.

Le surveillant doit viser les plans d'atelier. Une copie visée des plans doit être ensuite transmise au concepteur pour information. Le surveillant peut aussi demander au concepteur de viser les plans à sa place dans le cas de joints complexes. Dans ce cas, le concepteur retourne les plans visés au surveillant. La fabrication des joints ne peut pas débuter avant que ces plans visés n'aient été retournés à l'entrepreneur.

Le visa est un acte par lequel le surveillant reconnaît que les plans sont conformes dans leurs grandes lignes aux documents contractuels. Bien que l'entrepreneur conserve l'entière responsabilité de l'exactitude des détails, des dimensions et des quantités, le surveillant doit s'assurer de l'exactitude de certaines données de base, comme la conformité des matériaux utilisés, la largeur de la voie carrossable, les dévers, la largeur et la hauteur des côtés extérieurs, l'emplacement du point haut transversal et celui des joints d'assemblage. Le dessin de la garniture d'étanchéité montrant ses caractéristiques géométriques doit apparaître sur les plans d'atelier. Sont aussi à vérifier l'angle du biais et l'angle des plaques d'ancrage par rapport aux profilés d'enclenchement. Ces plaques d'ancrage doivent être parallèles à la ligne de centre du pont pour que soit le plus possible diminué leur impact sur la sécurité des motocyclistes et les équipements de déneigement, et pour que la mise en place des armatures à proximité du joint soit facilitée.

La figure 8.1-1 du chapitre 8 « Ouvrages en acier et en aluminium » du présent manuel présente le tampon de vérification type utilisé à titre de visa.

9.2.2 Matériaux

La conformité des matériaux est généralement vérifiée en usine sous forme d'audits par le personnel de la DCQM du Ministère, ou par l'un de ses prestataires de services lorsque le contrat fait l'objet d'un suivi en usine.

Le surveillant n'a pas à envoyer un échantillon de garniture à la DCQM pour analyse. Celle-ci fait un prélèvement de garniture de temps à autre directement à l'usine pour s'assurer que cette dernière respecte les exigences.

L'assurance de la qualité relative aux matériaux doit être faite, notamment, selon les prescriptions du *Guide de surveillance – Chantiers d'infrastructures de transport*.

Fabrication

La fabrication des joints de tablier est vérifiée en usine sous forme d'audits par le personnel de la DCQM, ou par l'un de ses prestataires de services lorsque le contrat fait l'objet d'un suivi en usine. Si ce n'est pas le cas, le surveillant n'a pas à faire ce suivi, puisqu'il lui est toujours possible de vérifier la qualité de la fabrication lors de la livraison des joints au chantier.

Les fournisseurs approuvés par le Ministère pour un joint de tablier à une garniture ou à plus d'une garniture sont Goodco Z-Tech et LCL Ponts.

9.2.3 Mise en œuvre

Réception des joints

Dès la réception des joints de tablier au chantier, le surveillant doit veiller à ce qu'ils soient entreposés dans un endroit en retrait, de façon à ne pas être endommagés lors des opérations de chantier. Il doit aussi s'assurer qu'ils sont déposés à plat sur des supports suffisamment rapprochés pour empêcher leur gauchissement. Il faut prendre des précautions particulières pour entreposer adéquatement le rouleau de garniture et éviter de l'endommager. Le surveillant ne doit pas hésiter à intervenir auprès de l'entrepreneur si les conditions de déchargement et d'entreposage ne sont pas satisfaisantes.

Le surveillant doit aussi s'assurer, dès la livraison des joints de tablier, qu'ils sont conformes aux plans d'atelier visés, notamment en ce qui concerne :

- la longueur de chacun des joints, qui doit être égale à la distance selon le biais entre les chasse-roues au niveau du dessus du joint additionnée de 30 mm. Cette distance de 30 mm vise à protéger le joint de l'action des équipements de déneigement, qui sont ainsi en retrait de 15 mm par rapport aux chasse-roues;
- la remontée des profilés d'enclenchement aux extrémités du joint. Cette remontée doit se faire selon un angle d'environ 30°, ce qui facilite la pose de la garniture, sauf pour les joints à une garniture pour un côté de pont avec un trottoir ou une piste cyclable en surépaisseur au-dessus d'une dalle;
- la largeur de la garniture, qui doit être conforme à la valeur indiquée dans les plans d'atelier (géométrie de la garniture). Si cette dernière n'y est pas mentionnée, le surveillant doit se référer au concepteur du joint afin d'être sûr que la garniture livrée au chantier a la largeur nécessaire pour reprendre le mouvement anticipé indiqué dans les plans;
- la hauteur du dalot. La hauteur totale du joint d'un nouveau tablier doit être de 300 mm pour que soit diminué le besoin de coffrages sous le joint. Toutefois, celle d'un joint utilisé pour remplacer un joint existant doit être de 230 mm pour que le joint n'excède pas le dessous de la dalle; bien que cette hauteur implique l'utilisation de coffrages sous le joint, cette précaution vise à ce que le joint n'entre pas en conflit avec les poutres;
- les distances libres A et B entre les deux parties du dalot, qui doivent être conformes aux valeurs des plans d'atelier pour une température de 15 °C. L'exactitude de ces distances est nécessaire pour que le dalot fonctionne adéquatement;
- le cas d'un joint à plus d'une garniture. Les garnitures temporaires exigées dans le CCDG, lorsque les travaux sont réalisés en phases, doivent être en place. Cette précaution vise à protéger contre les intempéries le mécanisme délicat d'espacement des différents modules situé sous le joint. De plus, il faut vérifier que la plaque de cloison située de chaque côté du joint est suffisamment grande pour descendre jusqu'au-dessous projeté de la dalle. Cette plaque, qui a pour premier rôle d'empêcher le béton frais de pénétrer dans les boîtes de support, permet aussi de réduire l'emploi de coffrages sous le joint. Le surveillant doit également vérifier l'espacement des ressorts d'équidistance et des barres de support. Finalement, il doit s'assurer que les plaques couvre-joints des chasse-roues, trottoirs, pistes cyclables ou glissières sont fixées adéquatement.
- pour des travaux en phases prévus entre le 30 novembre et le 31 mars, des garnitures temporaires doivent être mises en place afin d'empêcher les débris, et surtout les chlorures, de contaminer l'unité de fondation ainsi que les appareils d'appui. Aux extrémités des garnitures temporaires, l'entrepreneur devra faire une gestion des eaux de ruissellement, soit par l'installation de gouttières ou de dalots ou par tout autre moyen efficace.

Si le fabricant désire absolument installer les garnitures permanentes, il doit mettre en place un système d'étanchéité ou de protection suffisamment résistant pour que la garniture ne soit pas endommagée ou salie pendant les travaux. Cette pratique est cependant interdite dans le cas d'un joint assemblé en phases.

Le surveillant doit aussi vérifier que les joints ne sont pas tordus à la suite du procédé de galvanisation ou du transport. Pour cela, il peut simplement déposer un niveau de menuisier centré sur le joint : si le niveau ne touche pas toute la largeur des tubes HSS, le joint est tordu et doit être retourné à l'usine pour correction. Il est recommandé de faire la vérification à plusieurs endroits sur le joint. Il est très important de faire cette vérification, car un joint tordu est très difficile à mettre en place, ce qui compromet un profil longitudinal confortable au droit du joint.

Le surveillant ne doit pas se fier entièrement au suivi effectué en usine par la DCQM, puisque celui-ci porte principalement sur les méthodes de travail du fournisseur. En cas de doute, il doit consulter la DCQM, notamment en ce qui a trait aux soudures et à la galvanisation.

Toute anomalie doit être immédiatement signalée à l'entrepreneur pour que les corrections soient apportées rapidement et que les travaux ne soient pas indûment retardés. Le surveillant doit informer le concepteur de la nature de ces corrections.

Vérifications avant la mise en place d'un joint de tablier

Pour tous les joints, qu'ils aient une seule ou plus d'une garniture, l'entrepreneur doit ajuster l'ouverture libre J entre les profilés d'enclenchement à la valeur indiquée dans les plans d'atelier, selon la température moyenne du tablier avant de fixer le joint par soudage aux barres d'armature.

La température moyenne du tablier doit être calculée à partir de plusieurs relevés des températures du dessous de la dalle, entre chaque poutre et sous les côtés extérieurs, ainsi que de chacune des poutres. Dans le cas d'un tablier à poutre en acier, ces relevés sont faits pendant les 24 dernières heures avant l'ajustement du joint, et les 48 dernières heures dans le cas d'un tablier en béton.

L'ouverture J doit toujours être mesurée perpendiculairement au joint, même si ce dernier est en biais.

Les sections de joint sont fournies préassemblées en usine à une ouverture J correspondant à 15 °C. Si la température moyenne du tablier diffère beaucoup de cette valeur, le joint doit être ajusté en conséquence. L'opération d'ajustement doit être réalisée soigneusement pour que l'écartement entre les profilés d'enclenchement soit uniforme sur toute la longueur du joint; les boulons retenant les deux parties du joint doivent ensuite être serrés à fond pour que le joint ne se déforme pas lors de sa manutention ainsi qu'une fois mis en place et positionné selon les profils établis.

Important

L'opération d'ajustement est très importante car, si l'ouverture J est ajustée à une valeur trop petite, des dommages peuvent être causés au joint lui-même et aux autres éléments de pont adjacents par temps chaud. À l'inverse, si l'ouverture est ajustée à une valeur trop grande, la garniture peut se déchirer et les usagers peuvent être en danger (p. ex. : si l'ouverture excède 120 mm pour un joint de tablier à plus d'une garniture) par temps froid. Dans les deux cas, le joint de tablier est non fonctionnel et source importante de problèmes.

Dans le cas d'un joint à plus d'une garniture, il faut aussi veiller à ce que, une fois l'ajustement de l'ouverture J terminé, la distance entre les enclenchements soit à peu près la même pour chaque garniture avec une tolérance de 10 mm. Cette exigence du CCDG vise à ce que le mouvement total soit réparti également entre les garnitures. Si ce n'est pas le cas, il faut retourner le joint à l'usine pour qu'il soit réparé.

La figure 9.2-2 présente un exemple du tableau « Ouverture – Température » ainsi que la façon de mesurer l'ouverture pour un pont avec biais.

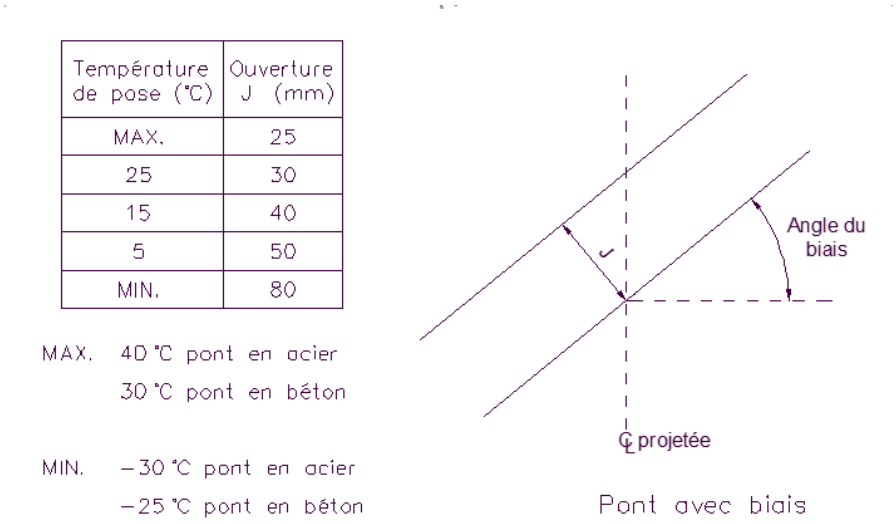


Figure 9.2-2 Exemple de tableau « Ouverture – Température » d'un joint de tablier

Remplacement d'un joint de tablier

Dans le cas du remplacement d'un joint de tablier à une culée, les plans peuvent prévoir la démolition et la reconstruction du garde-grève en l'éloignant suffisamment du tablier pour que le joint de tablier fonctionne de façon adéquate. Cette intervention est nécessaire à la suite du déplacement de la culée vers le tablier, qui se présente surtout sur des unités de fondation construites sur un sol de faible capacité.

Dans le cas d'un joint de tablier d'un pont avec biais dont la partie du joint au droit des chasse-roues, des trottoirs, des pistes cyclables ou des glissières n'est pas située dans l'axe du joint placé vis-à-vis des voies carrossables, il est généralement indiqué dans les plans de redresser les parties du joint situées vis-à-vis de ces éléments.

Ces travaux facilitent la pose rectiligne de la garniture du joint, sinon il faudrait, au changement de direction de plus de 30°, couper la garniture et la coller sur place. Cette dernière opération, qui ne donne jamais de bons résultats sur le plan de l'étanchéité, est interdite compte tenu de l'écoulement des eaux de ruissellement près des chasse-roues, trottoirs, pistes cyclables en surépaisseur au-dessus d'une dalle ou glissières.

Lors d'un remplacement de joint, le positionnement adéquat du nouveau joint est une opération très délicate à réaliser. Le profil longitudinal du dessus de la dalle au droit des unités de fondation est souvent peu adéquat, puisque la cambrure résiduelle des poutres n'a pas été bien évaluée lors du bétonnage de la dalle. Si l'épaulement métallique du joint dépasse le niveau final du pavage, ce dernier sera accroché par les lames des chasse-neiges et sa durabilité s'en trouvera affectée. Comme cela a déjà été mentionné, un joint confortable présente la qualité de réduire au minimum les effets dynamiques sur le système structural causés par le passage des camions.

Si le revêtement bitumineux est enlevé sur toute la superficie de la structure, l'article 15.11.3.3.1 « Mise en place de l'enrobé sur une dalle existante » du CCDG exige que l'entrepreneur fasse un relevé d'arpentage du dessus du béton de la dalle afin de calculer l'épaisseur en tout point de la couche de correction d'enrobé. Ce calcul est semblable à celui de la hauteur des goussets d'une dalle neuve, et l'opération a pour objectif de corriger le plus possible le profil longitudinal du dessus du platelage et d'assurer que l'épaulement n'est pas plus haut que le pavage environnant. La procédure à suivre est clairement indiquée au CCDG.

Le surveillant doit consulter le concepteur pour connaître ses intentions en lien avec les conduits de services publics présents dans les chasse-roues, trottoirs, pistes cyclables ou glissières. Si le devis spécial ne mentionne pas les précautions que l'entrepreneur doit prendre pour protéger les conduits et assurer ainsi la continuité des services durant les travaux, c'est que le concepteur ou le chargé de projet a entrepris des démarches pour les déplacer temporairement.

De plus, qu'il y ait ou non déplacement temporaire, le surveillant doit s'enquérir auprès de l'entrepreneur du type de manchons qu'il prévoit utiliser afin que les mouvements de translation au droit du joint de tablier puissent être repris. Mentionnons que les caractéristiques de ces manchons ne sont pas décrites dans les plans et devis, mais qu'elles doivent être conformes aux exigences des compagnies propriétaires des services publics. Le surveillant doit donc les consulter à ce sujet.

Mise en place d'un joint de tablier

Les travaux relatifs à la mise en place des joints de tablier sont généralement exécutés par l'entrepreneur général. Toutefois, certaines parties de ces travaux doivent être réalisées par un sous-traitant spécialisé, dont celles concernant la pose de la garniture de certains joints.

Une rencontre préalable à ces travaux, regroupant tous les intervenants, au cours d'une réunion de chantier, par exemple, doit être organisée pour que les exigences du Ministère (du CCDG ainsi que des plans et devis) et les particularités du projet soient bien comprises. Les intervenants doivent aussi passer en revue la procédure d'installation recommandée par le fournisseur et indiquée dans les plans d'atelier.

Dans le cas d'une dalle neuve, le joint de tablier est mis en place, dans les cavités prévues à cette fin, seulement après le bétonnage de la dalle ou du tablier. Cette exigence du CCDG vise à ce que puisse passer l'équipement utilisé pour la finition du béton de la dalle ou du tablier; elle est aussi nécessaire pour que le joint ne puisse être positionné qu'une fois la rotation des poutres effectuée à la suite du bétonnage de la dalle.

Il faut effectuer avec soin la manutention du joint, ou de sections de joint, pour éviter son gauchissement et l'endommagement de la galvanisation.

Le joint de tablier doit être mis en place de façon à respecter les profils longitudinal et transversal des plans de soumission d'une dalle neuve ou ceux établis à la suite du relevé d'arpentage d'une dalle existante. Lorsque le revêtement bitumineux d'une dalle existante n'est enlevé qu'au droit du joint, les profils du joint doivent être identiques à ceux du pavage demeuré en place pour que soient assurés le meilleur confort de roulement possible et une durabilité adéquate du joint.

Le joint avec épaulement en acier doit être bien positionné selon la pente de la route de manière à toujours être situé à quelques millimètres en dessous du pavage prévu. Un joint avec épaulements d'acier positionné trop haut ou ayant une épaisseur insuffisante de pavage engendre une usure prématurée des profilés HSS des épaulements en raison non seulement du passage des véhicules, mais aussi des équipements de déneigement qui strient considérablement ces profilés. Les plans types précisent qu'une fois l'enrobé posé, l'épaulement doit être situé à 5 mm en deçà de sa surface avec une tolérance de 3 mm. Cependant, compte tenu des problèmes liés à l'orniérage du revêtement, il est recommandé de chercher à obtenir un dessus du joint situé plutôt à environ 5 à 8 mm sous le niveau fini du nouveau revêtement plutôt qu'à égalité. Afin d'obtenir ce résultat, le joint doit tout simplement être enfoui d'environ 10 mm (HSS de 75 mm – revêtement de 65 mm – membrane 5 mm + 5 mm) dans le béton de la dalle.

Bien que chaque entrepreneur ait sa façon de positionner un joint de tablier selon les profils exigés, il est conseillé de suivre une règle pour ce faire. Mentionnons que cette règle varie selon que le joint est posé dans l'une ou l'autre des circonstances suivantes :

- un joint de tablier posé sur une dalle neuve. C'est le cas le plus simple, puisque les profils longitudinal et transversal exigés dans les plans ont toutes les chances d'être conformes à la suite de l'utilisation d'équipements spécialisés pour mettre en place le béton de la dalle. Pour un joint situé à une pile, l'entrepreneur tend généralement une corde dans le sens longitudinal de la structure à chaque extrémité du joint ou de la section de joint ainsi qu'au point haut transversal, s'il y a lieu. Le profil de la corde doit suivre celui de la dalle à une distance de 70 mm au-dessus de celle-ci; cette distance de 70 mm représente l'épaisseur de la membrane d'étanchéité (5 mm) et de l'enrobé (65 mm). Il suffit alors de s'assurer que le dessus du joint soit environ 5 mm sous la corde en tout point. Il faut ensuite vérifier que la portion de joint située entre deux cordes est rectiligne. Pour un joint situé à une culée, il faut utiliser un niveau d'arpentage pour positionner les cordes, puisqu'il n'y a pas de dalle du côté du remblai. La longueur des cordes devrait dépasser de quelques mètres chaque côté du joint;
- un joint de tablier posé sur une dalle existante sur laquelle le revêtement a été complètement enlevé. La règle de bonne pratique du point précédent s'applique à ce cas, à l'exception du fait qu'il faut toujours utiliser un niveau d'arpentage étant donné que le profil de la dalle n'est pas souvent conforme. Les profils transversal et longitudinal correspondent à ceux établis pour le nouvel enrobé, à la suite du relevé d'arpentage dont il a été question précédemment;
- un joint de tablier posé sur une dalle existante sur laquelle le revêtement n'a pas été complètement enlevé. La règle de bonne pratique du positionnement du joint à une pile s'applique aussi, à l'exception de la corde, qui doit être positionnée pour tenir compte de l'épaisseur et des profils du revêtement en place au voisinage du joint.

Dans le cas du remplacement d'un joint de tablier existant, il peut arriver qu'il faille découper dans les plaques situées sous les profilés d'enclenchement, au droit des côtés extérieurs, pour que les conduits de services publics puissent passer.

Dans certains cas, il se peut que les barres d'armature longitudinales de la dalle existante doivent être allongées (par l'ajout de barres avec le bon chevauchement) pour qu'elles croisent bien les deux armatures transversales incluses aux plaques d'ancrage du joint. Parfois, le niveau de ces barres peut être trop bas par rapport aux barres d'armature du joint. Il sera alors peut-être nécessaire d'ajouter des crochets au-dessus de ces barres pour bien ancrer le joint à la dalle.

Une fois le joint de tablier mis en place et positionné conformément aux profils établis, il faut vérifier que le dessus du joint n'excède pas le plan des surfaces de béton environnantes des chasse-roues, des trottoirs et des pistes cyclables, sans toutefois être à plus de 15 mm sous ce plan. Cette exigence du CCDG a des raisons esthétiques, mais dans le cas des trottoirs et des pistes cyclables, elle vise aussi à assurer la sécurité des piétons et le déroulement des opérations de déneigement. Si le dessus du joint ne respecte pas cette exigence, il faut le démonter et le retourner à l'usine pour que des correctifs lui soient apportés.

Une fois le positionnement du joint de tablier terminé et vérifié, il faut immédiatement fixer le joint par soudage aux armatures de la dalle, et du garde-grève si le joint est situé à une culée, afin d'éviter toute modification de l'ajustement jusqu'au bétonnage du joint et au durcissement du béton. À moins d'une indication contraire dans les plans et devis, aucune soudure ne doit être autorisée sur les poutres d'acier.

Les joints de tablier avec épaulements en acier sont pourvus de vis d'ajustement pour être positionnés selon les profils établis. Bien que ces vis reprennent le poids des joints, ils doivent être fixés aux armatures de la dalle pour que la stabilité latérale soit assurée. Il n'est pas rare que les joints de tablier soient fixés tous les 600 mm environ en vue de la plus grande stabilité possible. Il est recommandé de vérifier la stabilité du joint une fois fixé en sautant dessus; toute instabilité doit être immédiatement corrigée par l'ajout de points de fixation supplémentaires.

Les vis d'ajustement du joint de tablier sont fixées sur des supports, eux-mêmes soudés sous les plaques d'ancrage du joint. Les supports sont conçus pour recevoir les vis d'ajustement d'un côté ou de l'autre des plaques d'ancrage, et ce, de façon que les vis n'entrent pas en conflit avec les armatures longitudinales de la dalle. Le surveillant ne doit pas hésiter à faire déplacer les vis d'ajustement en cas de conflit. Une fois le joint de tablier en place, il est précisé dans les plans que la partie inutilisée des supports doit être enlevée pour que soient réduits les risques de vide sous ces supports lors du bétonnage.

L'entrepreneur procède généralement en fixant un seul côté du joint. Lorsqu'il fixe progressivement l'autre côté, il doit enlever, aussi de manière progressive, les cornières et les plaques d'assemblage temporaires retenant les deux parties du joint et couper le haut des vis d'ajustement comme l'indiquent les plans. Ces exigences du CCDG s'imposent, puisque, d'une part, chaque partie du joint se déplacera désormais au rythme du tablier auquel il est fixé et que, d'autre part, les vis ne doivent pas faire saillie sur le béton de la dalle. Si ces assemblages temporaires ne sont pas enlevés à ce moment-là, le joint va se déformer, ce qui anéantira les efforts déployés pour son positionnement.

La dernière étape de la mise en place d'un joint (ou du remplacement d'un joint) concerne l'installation de coffrages pour les surfaces sous le joint. Dans le cas d'un joint de tablier avec dalot, les coffrages nécessaires doivent être mis en place par le dessous du tablier; l'entrepreneur doit s'assurer qu'ils peuvent être retirés une fois le béton durci, surtout lorsque l'espace disponible est

restreint. Il est conseillé de mettre le coffrage en place par petites sections et de fixer à chacune d'elles une broche à tirer lors du décoffrage. Il ne faut pas insérer, entre les profilés d'enclenchement, de pièces de bois destinées à tenir les coffrages, puisque le tablier peut se déplacer, dans un sens ou l'autre, et ainsi surcomprimer les coffrages ou y créer un espace. Ces deux situations peuvent créer des mouvements du coffrage lors de la prise initiale du béton. Dans ce cas, le bétonnage peut devoir être repris, ce qui va engendrer bon nombre de problèmes.

Dans le cas du remplacement d'un joint, il arrive souvent que l'entrepreneur doive composer avec la présence de conduits des services publics situés dans les chasse-roues, trottoirs, pistes cyclables ou glissières. Il doit alors travailler avec beaucoup de précautions pour éviter de les endommager et pour assurer la continuité des services; il doit redoubler de prudence lorsque des fils à haute tension sont présents, pour des raisons évidentes liées à la sécurité des ouvriers. L'entrepreneur doit reconstruire les sections de conduits démolis et mettre en place de façon adéquate les manchons nécessaires pour que les mouvements de translation puissent reprendre.

Joint d'assemblage

Dans le cas d'un joint mis en place par sections dans le cadre de travaux réalisés en phases, le CCDG demande que la deuxième section et les suivantes, s'il y a lieu, soient ajustées à l'ouverture J mesurée sur la première section déjà en place. Cette exigence vise à ce que les ouvertures des joints soient identiques sur la pleine largeur du tablier, et ainsi éviter des problèmes d'alignement et d'insertion des garnitures.

Lorsque le joint de tablier à une garniture présente des joints d'assemblage, ceux-ci sont boulonnés puis soudés pour assurer la meilleure étanchéité possible de l'assemblage. La soudure doit être exécutée par une entreprise de soudage (division 3) et un soudeur qualifié selon les exigences de l'article 15.8.4.1.1 « Certification de l'entreprise et qualification du personnel effectuant les soudures » du CCDG.

La soudure doit être exécutée selon les modalités du chapitre 8 « Ouvrages en acier et en aluminium » du présent manuel. Il faut la réaliser avec soin après s'être assuré que les profilés d'enclenchement sont alignés adéquatement tant selon la verticale que selon l'horizontale. Cette exigence vise à favoriser la pose de la garniture. Il faut utiliser une électrode relativement courte pour poursuivre la soudure le plus loin possible à l'intérieur des profilés d'enclenchement; cette précaution est essentielle pour que les joints d'assemblage soient le plus possible étanches. On doit ensuite meuler la soudure à l'endroit où la garniture sera insérée pour éviter de la déchirer.

Dans le cas des joints de tablier à plus d'une garniture devant être assemblés bout à bout en chantier, les joints d'assemblage sont soit boulonnés (fournisseur : Goodco Z-Tech), soit soudés (fournisseur : LCL Ponts). Dans les deux cas, une soudure d'étanchéité doit être effectuée, et il faut analyser avec soin les plans d'atelier pour s'assurer que les joints d'assemblage sont réalisés de façon conforme. Mentionnons que, pour les joints soudés bout à bout en chantier, les soudures des poutres centrales et de rive doivent être exécutées par une entreprise de soudage (division 1 ou 2) et un soudeur qualifié selon les exigences de l'article 15.8.4.1.1 « Certification de l'entreprise et qualification du personnel effectuant les soudures » du CCDG. De plus, compte tenu de la complexité de ces soudures, elles devraient être réalisées sous la supervision immédiate d'un représentant du fabricant.

Vérifications avant et pendant le bétonnage

Bien que le surveillant ait suivi attentivement chaque étape d'ajustement et de positionnement d'un joint de tablier, il est recommandé qu'il fasse d'ultimes vérifications immédiatement avant le bétonnage du joint, notamment en ce qui concerne les profils longitudinal et transversal du dessus du joint ainsi que la valeur et l'uniformité de l'ouverture entre les profilés d'enclenchement. Ces vérifications sont nécessaires, puisqu'il arrive assez souvent que les opérations de chantier subséquentes nuisent au positionnement du joint déjà réalisé. En cas de doute, il faut remettre en place les cordes ayant servi au positionnement du joint. Un surveillant ne sera jamais blâmé de vouloir faire ces vérifications avant le bétonnage plutôt qu'après. Mentionnons que les problèmes de positionnement les plus courants portent sur :

- le dessus des tubes HSS qui est à l'horizontale, alors que le profil longitudinal ne l'est pas;
- le centre du joint, au droit des profilés d'enclenchement, qui a tendance à s'affaisser à cause d'une fixation insuffisante.

Ces deux cas entraînent de sérieux problèmes de confort et de sécurité pour les usagers de la route.

L'entrepreneur doit aussi veiller à boucher l'ouverture entre les profilés d'enclenchement pour que ni débris ni béton n'y pénètrent. Il est en effet très difficile d'y déloger du béton, surtout si le joint de tablier est doté d'un dalot.

Dans le cas d'un joint de tablier à plus d'une garniture, avant de procéder au bétonnage du joint ou d'une section de joint, l'entrepreneur doit obtenir l'approbation écrite du fabricant du joint confirmant que l'installation et la géométrie des coffrages autour du joint sont conformes à ses exigences.

Cette approbation doit être remise au surveillant. Cette façon de faire exceptionnelle est due au coût très élevé de ce type de joint de tablier et des nombreuses précautions à prendre pour sa mise en place, notamment quant à une épaisseur minimale de 100 mm de béton sous chaque boîte de barres de support. Cette épaisseur minimale de béton est essentielle pour assurer un support suffisant au joint de tablier. Cependant, cette approbation ne vise que l'installation du joint et la géométrie des coffrages par rapport au joint, et non leur solidité ou la mise en place des armatures.

Lors de la mise en place du béton sous le joint, il faut insister auprès des ouvriers pour qu'ils poussent bien le béton et effectuent un minimum de vibrations entre chacune des plaques retenues et sous le HSS. En effet, le béton est difficile à étendre complètement sous le HSS et laisse parfois des bulles d'air relativement importantes. Ces dernières favorisent l'infiltration d'eau sous le HSS et devant le mur garde-grève. Il peut être requis de procéder à des injections localisées si des infiltrations sont détectées lors de l'essai d'étanchéité.

Le bétonnage du joint est réalisé selon les exigences du chapitre 4 « Ouvrages en béton » du présent manuel, y compris la préparation des surfaces de béton à conserver. Le type de béton à employer est indiqué à l'article « Béton » du devis spécial. Dans le cas d'une dalle neuve, il doit être le même que celui utilisé pour la dalle.

Vérifications après la cure du béton

Comme le mentionnent les plans, le coulis à couler à l'intérieur des tubes HSS doit être conforme à la norme 3901 du Ministère. Les coulis qui satisfont à ses exigences figurent sur la *Liste des matériaux relatifs au béton éprouvés par le Laboratoire des chaussées*, laquelle est disponible sur le site Web du Ministère.

Le coulis est mis en place soit à l'aide d'une pompe, soit de façon gravitaire, à l'aide d'un long entonnoir à partir du trou le plus bas du profil transversal jusqu'au point le plus haut; une fois un trou rempli de coulis, il faut le boucher avant de passer au trou suivant. Une façon simple de boucher les trous est de déposer un poids sur le dessus des profilés. Dans certains cas, on doit utiliser la pompe afin d'obtenir suffisamment de pression pour pouvoir acheminer le coulis jusqu'au point haut de l'épaulement. L'injection doit toujours se faire à partir du point bas, car le contraire risque d'entraîner des vides d'air qui, ultimement, peuvent conduire à une faiblesse de l'épaulement, non supporté par le coulis en cas d'impact.

Une fois la cure du béton terminée, l'entrepreneur doit enlever tous les coffrages, en bois ou sous forme d'isolant rigide, y compris tous ceux situés sous le joint de tablier. Le surveillant doit être très vigilant à cet égard, puisque ces matériaux constituent un obstacle au fonctionnement et à l'inspection du joint. Il doit inspecter soigneusement l'espace libre entre les profilés d'enclenchement et faire enlever tout béton qui pourrait s'y trouver à la suite du bétonnage. De même, il doit inspecter l'espace libre entre le tablier et le garde-grève, ou entre les tabliers pour un joint de tablier à une pile, et faire enlever tout débris, béton ou coffrage qui pourraient s'y trouver. Ces précautions visent à ce que le fonctionnement du joint ne soit pas entravé.

La circulation de chantier est permise sur le joint dès que le béton a atteint une résistance à la compression d'au moins 70 % de f'_c, comme cela est stipulé à l'article 15.4.3.5.9 « Cure des éléments en béton coulés en place » du CCDG. Cette précaution vise à ce que le joint ne soit pas endommagé.

Dans le cas d'un joint de tablier à plus d'une garniture, le surveillant doit s'assurer qu'aucun vide ne se trouve sous les boîtes des barres de support. De plus, il doit inspecter soigneusement le dessous du joint afin de déceler toute présence de béton à l'intérieur de ces boîtes ou sur les barres de support transversales. Si le surveillant décèle de telles anomalies, l'entrepreneur doit communiquer avec le fabricant du joint et présenter une méthode de nettoyage. Il doit également déterminer l'origine de ce béton.

Les profils transversal et longitudinal doivent être vérifiés attentivement et, le cas échéant, le surveillant ne doit pas hésiter à exiger la reprise des travaux si ces profils sont inadéquats au point de rendre la conduite inconfortable, voire dangereuse.

Pose de la garniture en élastomère

Avant de poser la garniture, il faut s'assurer que tout le béton et tous les débris qui auraient pu s'introduire entre les profilés d'enclenchement et dans le dalot, s'il y a lieu, sont enlevés.

La garniture doit être posée sur toute la longueur du joint de tablier en une seule opération et après le bétonnage du joint. Ces exigences du CCDG visent à ce que la garniture ne soit pas endommagée lors des opérations de bétonnage et, pour les travaux réalisés en plus d'une phase, à ce qu'il n'y ait pas de joint dans la garniture, puisqu'il est impossible d'étancher de façon durable

deux sections de garniture. Il est interdit de mettre en place la garniture dès la fin d'une phase des travaux, car le rouleau de garniture restant est alors soumis aux aléas des travaux de la phase suivante, ce qui engendre des problèmes de manque d'étanchéité en raison du bris possible de la garniture.

La pose de la garniture doit être effectuée à l'aide d'outils appropriés recommandés par le fabricant du joint. Cette exigence du CCDG vise à éviter que la garniture soit endommagée. De plus, un lubrifiant-colle doit être utilisé pour faciliter la mise en place de la garniture; ce lubrifiant doit être précisé dans la procédure d'installation des plans d'atelier.

La garniture est généralement posée par l'entrepreneur général, sauf dans les cas d'un pont avec un trottoir ou une piste cyclable en surépaisseur au-dessus d'une dalle ou d'un joint à plus d'une garniture, comme cela est exigé dans le CCDG; dans ces cas, c'est le fournisseur du joint de tablier qui met en place la garniture. Cette exigence s'impose compte tenu des difficultés particulières de ces situations. Outre ces cas, l'entrepreneur peut demander au fabricant du joint de poser la garniture s'il estime ne pas être en mesure de le faire lui-même, comme pour la traversée d'une bande médiane.

La garniture ne peut être mise en place si l'espace libre au moment de la pose est inférieur à 40 mm (50 mm pour les joints fournis par LCL Ponts). Puisque cette distance est un minimum absolu pour poser adéquatement la garniture, il faut attendre une baisse suffisante de la température avant de procéder. Une ouverture de 40 mm à 15 °C pour les dalles neuves est indiquée dans le tableau « Température – Ouverture » des plans d'atelier, car, pour ces projets, il est possible d'attendre au besoin quelques semaines pour que la température soit inférieure à 15 °C.

Une attention particulière doit être prêtée à la pose de la garniture au pied des chasse-roues, trottoirs, pistes cyclables en surépaisseur au-dessus d'une dalle ou glissières ainsi qu'aux joints d'assemblage des joints de tablier, puisque ces endroits sont plus sujets aux fuites que les autres, et surtout parce que c'est à ces endroits que l'eau de ruissellement s'accumule le plus.

Si la garniture est déchirée lors de la pose, elle doit être enlevée sur toute la longueur du joint de tablier et rejetée (aucune réparation de la garniture endommagée ne doit être acceptée). Une nouvelle garniture doit être mise en place sur toute la longueur du joint.

Le CCDG exige la pose de garnitures temporaires lors de travaux en phases pour les joints à plus d'une garniture, et cela afin de protéger le plus possible toutes les différentes composantes du joint (ressorts, guides, systèmes de glissement, etc.).

Lorsque des phases de travaux doivent être ouvertes à la circulation pendant la saison hivernale, et ce, pour qu'aucune eau contaminée et chargée de débris ne se déverse sur les éléments sous ce joint, des garnitures temporaires doivent être installées pour tous les types de joints et ces garnitures doivent être étanches. Cette exigence est énoncée à la section 15.16 du CCDG.

Essai d'étanchéité

La toute dernière étape concernant la mise en place d'un joint de tablier consiste à tester son étanchéité dans son ensemble (garniture et épaulement en acier ou en béton). Cet essai doit être réalisé pour tous les joints, y compris ceux avec dalot. Cette étape est très importante, puisque l'étanchéité d'un joint constitue un objectif primordial pour optimiser les sommes investies sur une structure. Le surveillant doit être vigilant à cet égard, car il n'est pas rare qu'un manque d'étanchéité soit constaté. Un exemple de l'essai d'étanchéité est montré à la fin de ce chapitre.

En plus d'exiger que le joint soit étanche, le CCDG impose la façon d'effectuer l'essai d'étanchéité. Cet essai, très simple à réaliser, consiste à employer un jet d'eau de 20 mm de diamètre ayant une pression de 700 kPa, soit une pression équivalant à celle fournie par n'importe quel système d'aqueduc. Il faut maintenir le jet d'eau pendant au moins 30 minutes en insistant surtout aux endroits les plus vulnérables, soit aux points bas du profil transversal et aux joints d'assemblage du joint de tablier.

Le devis spécial permet la réalisation d'un essai d'étanchéité avec barrage en présence d'un joint sur une autoroute ou une route ayant un débit journalier moyen annuel (DJMA) de plus de 5 000. La seule exigence de ce barrage est qu'il soit en mesure de maintenir un minimum de 100 mm d'épaisseur d'eau au point haut et qu'il soit fait avant la mise en place de la membrane. Il peut être réalisé en phases en présence de devers importants ou de tabliers très larges afin de limiter sa hauteur au point bas. De plus, c'est l'étanchéité du joint qui est vérifiée, et non celle du barrage. Donc, ce dernier peut avoir des pertes d'eau sur le dessus ou autour du joint, mais l'apport d'eau doit compenser ces pertes. Les fixations du barrage à la dalle doivent respecter les mêmes exigences que celles de la section sur la mise en œuvre des coffrages de chasse-roues du chapitre « Ouvrages en béton » de ce manuel.

Avant de procéder à l'essai d'étanchéité, le surveillant doit veiller à ce qu'une personne supplémentaire soit désignée pour vérifier la présence ou non de fuites d'eau sous le joint de tablier. Cette personne additionnelle est indispensable, car le surveillant ne peut pas à la fois être au-dessus du tablier et sous le joint.

Le CCDG demande que l'entrepreneur fournisse l'accès à l'assise de l'unité de fondation située sous le joint lors de l'essai. Il faut être en mesure de déceler la moindre fuite autant au niveau de la garniture en élastomère que sous les tubes HSS, et utiliser une lampe de poche, essentielle, pour mener à bien ce travail. En cas de doute, il est possible d'ajouter à l'eau un colorant alimentaire, rouge de préférence, pour mieux visualiser les fuites.

Dans le cas d'un joint avec dalot, il est plus difficile de localiser les fuites en raison de la présence du dalot. Il faut alors regarder sous le joint à chaque extrémité du dalot et évaluer l'emplacement des fuites. La méthode la plus simple est d'insérer les doigts, pourvus d'un gant, dans le dalot en partant du point haut et de descendre jusqu'au bout du dalot et en prenant soin de vérifier fréquemment si le bout du gant est humide. Cela indiquera la zone potentielle de l'infiltration.

En plus d'examiner les fuites de la garniture elle-même, il faut vérifier l'absence d'infiltration venant de sous le HSS. Si une infiltration d'eau est observée sous le HSS, c'est signe que l'eau de la surface migre sous le HSS par des bulles d'air entre lui et le béton de la dalle. Une mauvaise vibration du béton lors de la mise en place du joint ou une mauvaise injection du coulis dans le HSS sont les causes les plus fréquentes de ce type de fuite. Si elles sont constatées, ces infiltrations d'eau doivent être traitées le plus possible par injection d'époxy sous le joint.

Tout joint de tablier non étanche doit être réparé et subir un nouvel essai d'étanchéité. Les réparations consistent généralement à remettre en place une garniture mal enclenchée sur une très petite longueur. Si les fuites sont généralisées, il peut être plus avantageux d'enlever la garniture et de reprendre sa mise en place avec soin.

Si des réparations de plus grande envergure s'imposent, l'entrepreneur doit colmater les fissures dans le béton ou augmenter l'adhérence entre le béton et les pièces métalliques du joint. Il ne doit pas hésiter à faire appel au fournisseur du joint de tablier s'il n'est pas en mesure de détecter l'origine d'une fuite ou s'il a de la difficulté à étancher le joint. Le fournisseur est souvent en mesure, grâce à sa grande expérience dans ce domaine, d'aider efficacement l'entrepreneur.

Il est fortement recommandé que le surveillant fasse une vérification *in situ* de l'étanchéité d'un joint de tablier nouvellement posé, immédiatement après une période prolongée de pluie pour constater une dernière fois son étanchéité avant de libérer l'entrepreneur de ses obligations.

Dans le cas d'un joint de tablier à plus d'une garniture, il ne faut pas oublier de remettre en place les plaques couvre-joints des trottoirs et des glissières une fois l'essai d'étanchéité terminé.

Joint dalle sur culée

Le joint dalle sur culée est généralement utilisé lorsque le mouvement longitudinal à une culée est faible, inférieur à 20 mm, ou presque nul, comme lorsque les appareils d'appui qui s'y trouvent sont fixes. Le joint dalle sur culée présente plusieurs avantages, notamment son coût peu élevé et son confort accru pour les usagers. Toutefois, en raison de problèmes associés au possible gonflement des approches lors des périodes de dégel, son utilisation n'est pas recommandée pour les ponts en acier de plus de 40 m de portée.

Le principe du joint dalle sur culée consiste à prolonger la dalle du tablier du pont au-dessus du mur garde-grève de la culée. Le joint est alors situé entre le dessous de la dalle et le dessus du garde-grève, ce qui protège le tablier des éléments. Les figures 9.2-3 et 9.2-4 illustrent les différents détails de construction du joint dalle sur culée. Plusieurs variantes de plans types existent selon qu'il s'agit d'un pont neuf (PT1JT-05) ou de travaux d'entretien (PT1JT-103 à 105).

Lorsque le bétonnage de la dalle commence au joint dalle et que la travée adjacente à ce joint mesure plus de 30 m, les plans indiquent un joint de coulée pour la portion de dalle située au-dessus du garde-grève. Ce joint de coulée est nécessaire pour empêcher un déchirement dans le béton de la dalle au droit de la face du garde-grève, causé par le mouvement horizontal de l'extrémité de la dalle au moment du bétonnage. En effet, la mise en place du béton de la dalle cause une déflexion des poutres qui se traduit par une rotation des appareils d'appui, ce qui entraîne le mouvement horizontal de la dalle au-dessus du mur garde-grève de la culée. Comme ce mouvement se produit alors que le béton de cette portion de la dalle n'a que très peu de résistance, la friction mobilisée par la membrane à l'interface dalle-culée suffit à faire fissurer l'extrémité de la dalle au-dessus du mur garde-grève.

Pour désolidariser la dalle du tablier d'avec le dessus du garde-grève, une bande de membrane autocollante sans gravillons doit être collée sur le dessus du garde-grève, ce qui empêche l'adhérence entre les deux faces de béton (entre le dessous de la dalle et le dessus du garde-grève). Cette membrane doit être autocollante, de façon à ne pouvoir se déplacer ni avant ni pendant le bétonnage de la dalle.

Étant donné que l'interface entre le garde-grève et le prolongement de la dalle doit être en mesure de reprendre les mouvements longitudinaux du tablier, la surface de contact entre ces deux parties du pont doit être la plus horizontale possible selon l'axe longitudinal du pont; sinon, un risque sérieux de fissuration de la dalle est à craindre.

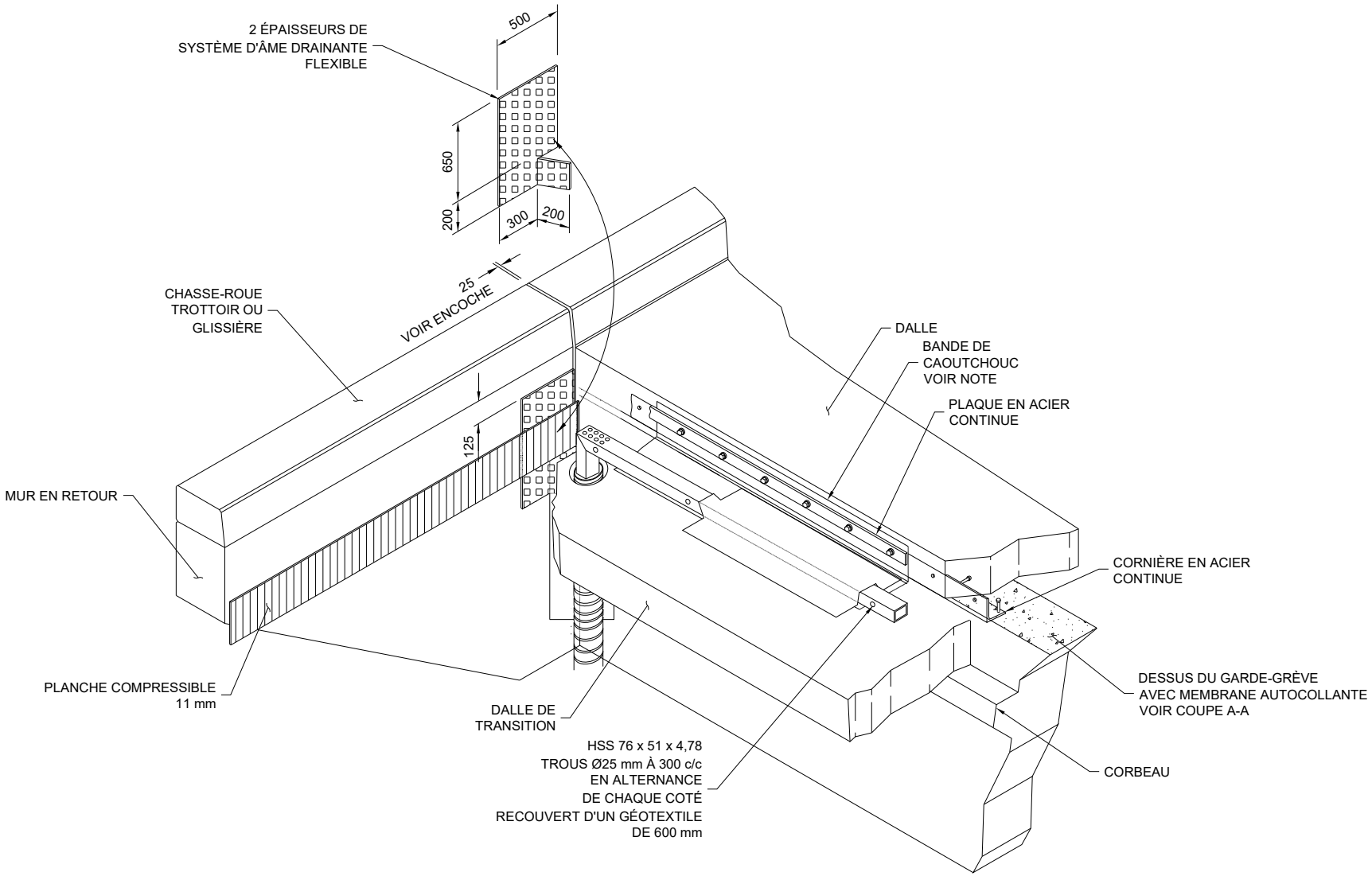


Figure 9.2-3 Vue isométrique de joint dalle sur culée d'un pont neuf

Une cornière en acier a été ajoutée dans le coin inférieur de l'extrémité de la dalle du tablier. En effet, il a été remarqué que ce coin avait tendance à se fissurer et, comme il ne comporte pas d'armature, des blocs de béton se disloquaient. Cette cornière sert également à fixer la membrane de caoutchouc installée verticalement pour empêcher l'eau de s'infiltrer entre le dessus du garde-grève et le dessous de la dalle.

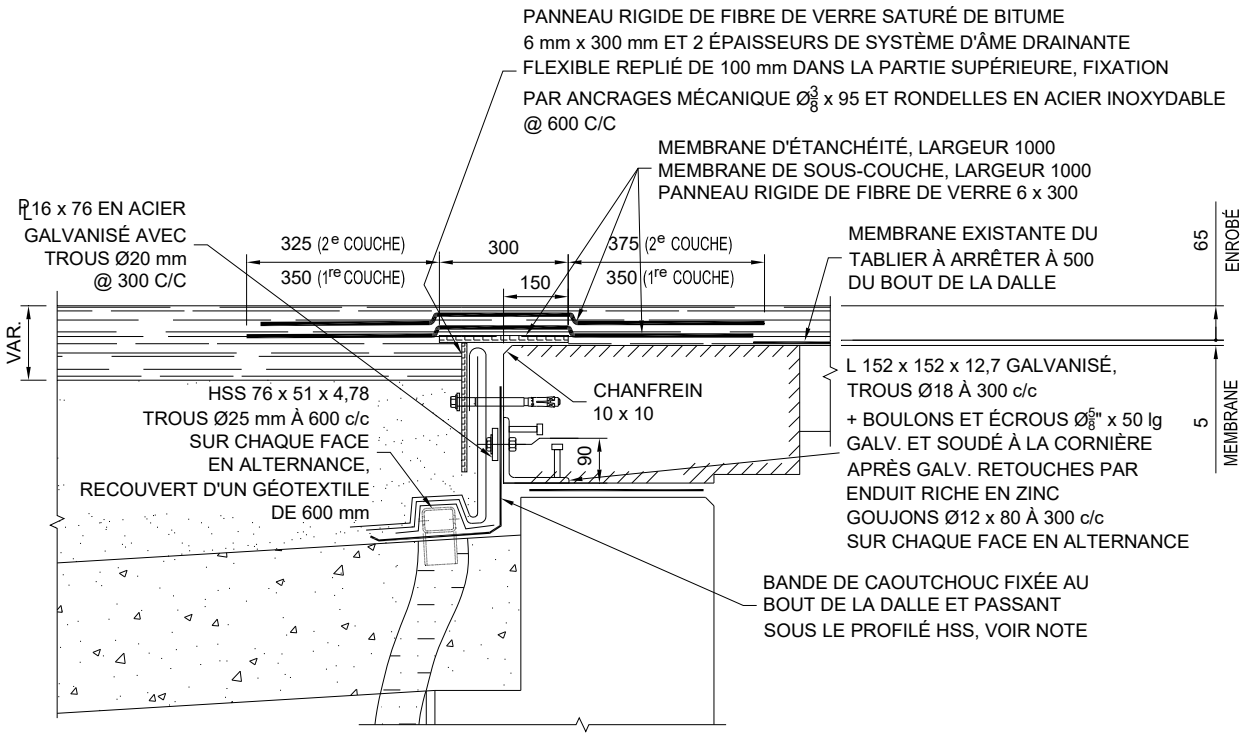


Figure 9.2-4 Coupe type de joint dalle sur culée d'un pont neuf

Le mouvement au joint dalle sur culée cause invariablement une fissuration de l'enrobé au-dessus et, potentiellement, une infiltration d'eau. Pour drainer cette eau infiltrée, un drain de type HSS perforé a été ajouté sur le dessus de la dalle de transition, à sa jonction avec le mur garde-grève. Ces drains sont raccordés au système de drainage de la fondation par des descentes verticales dans les coins de la dalle de transition. Une attention particulière doit être apportée à la portion flexible du drain traversant la dalle de transition. Comme le drain de type HSS doit pouvoir être inséré à l'intérieur de cette portion de drain flexible après le bétonnage de la dalle de transition, il est recommandé de mettre une pièce de bois à l'intérieur du drain flexible pendant le bétonnage de la dalle de transition pour qu'il conserve une ouverture adéquate. Ces drains HSS sont tout simplement déposés sur la dalle de transition, et leurs extrémités, au point haut de la dalle, (rencontre des dévers) n'ont pas à être raccordées étant donné que le ruissellement se fera vers le bas de tout évidence. Un géotextile à âme drainante doit envelopper ces drains.

Une fois la dalle coulée, il faut fixer une bande de caoutchouc à son extrémité verticale afin d'éviter une éventuelle infiltration d'eau dans le joint entre le dessus du garde-grève et le dessous de la dalle. Cette bande de caoutchouc empêche également les granulats du remblai de la route de s'insérer dans le joint horizontal en cas de levage du tablier.

Afin de drainer l'eau provenant du dessus du tablier ou de la route vers les drains HSS, deux épaisseurs de géotextile à âme drainante sont placées verticalement à l'extrémité de la dalle. La double épaisseur, avec un repli sur le dessus, permet également de laisser un espace pour la glace en hiver et assure un meilleur drainage. Les marques de commerce des produits acceptés par le Ministère sont indiquées au devis spécial. Afin d'éviter que la chaleur du revêtement n'affecte les propriétés du géotextile, un panneau rigide d'asphalte renforcé de fibre de verre doit être ajouté verticalement. Le tout est fixé temporairement à l'extrémité de la dalle.

Dans le but d'assurer un maximum d'étanchéité de ce type de joint, il faut ajouter deux couches de membrane, placées au-dessus d'un panneau rigide d'asphalte renforcé de fibre de verre, sur le dessus du joint et sous l'enrobé. Les deux membranes ont une largeur de 1 m, et le panneau rigide, une largeur de 300 mm. Les membranes et le panneau sont positionnés horizontalement, au niveau de la dalle du tablier, et centrés à son extrémité. Le mouvement maximal anticipé est ainsi repris par la déformation élastique de l'enrobé, de la membrane et du panneau sur la largeur de 300 mm. Comme l'ajout de ces éléments cause un amincissement de l'épaisseur d'enrobé, il ne faut pas faire de chevauchement entre les membranes ni les planches rigides, même pour des travaux en phases. Il faut plutôt disposer ces matériaux bout à bout et procéder au soudage bout à bout des membranes. Pour ce faire, les extrémités des membranes sont espacées d'environ 5 à 10 mm et après collage des membranes, une bande 25 mm de membrane de sous-couche est complètement fondue à l'aide d'un chalumeau. Par la suite, l'émulsion obtenue est étendue à la truelle dans l'espace entre les membranes.

Dans le cas où un pavage temporaire doit être mis en place, soit par manque de temps ou en raison de phases de travaux, deux options sont possibles. La première consiste à déposer une bande de 300 mm de papier goudronné ou de membrane Antirock de Soprema (ou l'équivalent) inversée (gravillons vers le bas) afin d'éviter l'adhésion du pavage à cet endroit et de protéger les membranes géotextiles verticales. La seconde option est de confectionner le joint comme prévu aux plans et de tout arracher lors du décapage de la dalle.

Une ouverture doit être prévue au droit des trottoirs, des pistes cyclables en surépaisseur au-dessus d'une dalle, des chasse-roues ou des glissières pour permettre les mouvements longitudinaux du tablier à ces endroits. Cette ouverture de 25 mm est rendue étanche au moyen d'une garniture compressible. Mentionnons que la base de l'ouverture doit avoir une pente de 50 mm vers l'intérieur de la culée. Le but de cette pente est d'empêcher l'eau qui pourrait éventuellement s'infiltrer par la garniture de s'écouler sur le mur en retour.

Comme pour tout joint de construction, l'entrepreneur doit bétonner chacun des côtés de l'ouverture lors de deux bétonnages différents, ainsi que le demande le CCDG. Les deux côtés de l'ouverture doivent être parallèles et bien droits pour que la garniture soit la plus efficace possible. Il s'agit ici de la principale difficulté associée à ce type de joint. L'utilisation d'un panneau isolant en mousse pour combler l'ouverture ne devrait être permise que pour le second bétonnage, lorsque le panneau est fixé au béton durci du premier bétonnage, ce qui élimine tout risque de déformation lors de la mise en place du béton. Il faut respecter la tolérance de construction sur l'aplomb des coffrages verticaux, à savoir 1:400, comme le mentionne la section 4.3.1 « Coffrages » du chapitre traitant du béton. En cas de doute, il est recommandé d'effectuer un test d'étanchéité une fois la garniture en place, et ce, avant d'accepter les travaux.

La garniture compressible doit être mise en place avant la pose du revêtement, car le dessous de la garniture se prolonge sous le revêtement. Cela demande de la vigilance, car cet aspect est souvent négligé. Il faut installer la garniture dans l'ouverture de façon à laisser une distance libre d'environ 15 mm entre la garniture et le dessus du béton environnant. Cette exigence permet d'éviter que les équipements de déneigement l'endommagent. Soulignons qu'un lubrifiant-colle doit être utilisé pour faciliter la mise en place de la garniture. Une fois séché, ce lubrifiant-colle aide à maintenir la garniture en place.

Une fois l'enrobé posé au-dessus du joint dalle sur culée, aucun trait de scie n'est réalisé dans celui-ci. Comme le mouvement est réparti sur la pleine largeur du panneau rigide sous l'enrobé, l'emplacement de ce trait de scie est difficile à prévoir. L'expérience a démontré que la fissuration se produit naturellement dans l'enrobé, qu'il y ait présence ou non d'un trait de scie.

Le joint dalle sur culée peut être réalisé sans difficulté sur la plupart des types de ponts existants répondant aux exigences de mouvement et de portée. Dans le cas d'une dalle épaisse ou d'un tablier en béton précontraint par post-tension faisant l'objet d'une réparation, il faut prendre des précautions supplémentaires pour limiter la profondeur de la démolition du béton de la dalle. Cette exigence permet d'éviter de trop affaiblir le système structural. Les plans devraient être clairs à ce sujet et, si ce n'est pas le cas, le surveillant doit consulter le concepteur pour obtenir les précisions requises. Soulignons que les plans peuvent parfois mentionner la nécessité d'utiliser un support temporaire.

9.3 DISPOSITIFS DE RETENUE EN ACIER

Les dispositifs de retenue sur les structures ont pour fonction de prévenir la chute d'un véhicule, d'un cycliste ou d'un piéton à l'extérieur de la structure. En raison de leur rôle concernant la sécurité des usagers, leur construction revêt un aspect important lors de celle d'une structure. Outre leur rôle associé à la sécurité, les dispositifs de retenue présentent aussi une importance esthétique, puisque c'est la partie de la structure qui est la plus remarquée par les usagers.

Les parties en béton des dispositifs de retenue sont traitées au chapitre 4 « Ouvrages en béton » du présent manuel.

9.3.1 Documents requis et exigences de conception

L'entrepreneur doit remettre au surveillant les plans d'atelier des dispositifs de retenue en acier. Bien que ces plans reproduisent presque intégralement les plans de soumission, il ne faut pas se surprendre, pour les structures existantes, de différences entre eux, puisque le fournisseur se rend généralement sur le site pour vérifier l'exactitude des cotes des plans de soumission. Une des erreurs couramment décelées concerne le calcul de la répartition des espacements entre les poteaux en acier. Dans le cas d'une structure ayant un profil longitudinal prononcé, c'est-à-dire au-delà de 2 %, les plans d'atelier doivent prévoir l'installation des poteaux positionnés à la verticale (voir la photographie à la fin de ce chapitre).

Approbation des documents

Habituellement, les plans d'atelier des dispositifs de retenue standard n'ont pas à être signés ni scellés par un ingénieur, car tous les détails nécessaires à leur fabrication se trouvent sur les plans de conception. Cela est aussi acceptable dans le cas des glissières devant être installées sur des ouvrages dont les pentes longitudinales sont supérieures à 2 %, puisque toute l'information est également présente sur les plans de conception.

L'entrepreneur doit respecter les exigences générales de l'article 6.6 « Plans fournis par l'entrepreneur » du CCDG pour la remise de ces documents, y compris le délai minimal de 2 semaines que le Ministère s'accorde pour les étudier.

Le surveillant doit viser les plans d'atelier et en transmettre une copie au concepteur pour information. Le surveillant peut demander au concepteur de viser les plans à sa place s'il juge ne pas avoir les compétences. Dans ce cas, le concepteur retourne les plans visés au surveillant. La fabrication des dispositifs de retenue ne peut pas commencer avant que ces plans visés n'aient été retournés à l'entrepreneur.

La figure 8.1-1 du chapitre 8 « Ouvrage en acier et en aluminium » du présent manuel montre le tampon de vérification type utilisé.

9.3.2 Matériaux

La conformité des matériaux utilisés est généralement vérifiée en usine par le personnel de la DCQM, ou par l'un de ses prestataires de services lorsque le contrat fait l'objet d'un suivi en usine.

L'assurance de la qualité relative aux matériaux doit être faite, notamment, selon les prescriptions du *Guide de surveillance – Chantiers d'infrastructures de transport.*

9.3.3 Fabrication

La fabrication est vérifiée en usine par le personnel de la DCQM, ou par l'un de ses prestataires de services lorsque le contrat fait l'objet d'un suivi en usine. Si ce n'est pas le cas, le surveillant n'a pas à faire ce suivi, puisqu'il lui est toujours possible de vérifier la qualité de la fabrication lors de la livraison des pièces en acier au chantier.

9.3.4 Mise en œuvre

Réception des dispositifs de retenue

Dès la réception des dispositifs de retenue au chantier, le surveillant doit s'assurer qu'ils sont entreposés dans un endroit en retrait de façon à ne pas être endommagés lors des opérations de chantier. Il doit aussi veiller à ce qu'ils soient déposés à plat sur des supports suffisamment rapprochés pour que leur gauchissement soit évité.

De plus, il faut prendre les précautions nécessaires pour éviter la formation de rouille blanche. La précaution à prendre consiste surtout à s'assurer qu'aucune eau stagnante ne s'accumule sur les différentes pièces et qu'il y a un espace suffisant entre les pièces pour que l'air puisse y circuler librement. Le surveillant ne doit pas hésiter à intervenir auprès de l'entrepreneur si les conditions de déchargement et d'entreposage ne sont pas satisfaisantes. Il est possible de consulter la section « Galvanisation » du chapitre 14 du présent manuel pour plus d'informations.

Le surveillant doit s'assurer, dès leur livraison, que les dispositifs de retenue sont conformes aux plans d'atelier visés. Il doit vérifier, lorsque cela est requis dans les plans d'atelier, que les poteaux sont coupés à angle à leurs extrémités pour être installés à la verticale.

Le surveillant doit aussi vérifier les différentes pièces à leur arrivée au chantier et s'assurer qu'elles n'ont pas été endommagées pendant le transport ou la manutention. Les défauts les plus courants sont la présence d'une entaille, d'une déformation localisée ou générale, ou d'une altération du revêtement anticorrosion.

Le surveillant doit se référer au chapitre 14, « Galvanisation, métallisation et peinturage », du présent manuel pour les exigences concernant la galvanisation des pièces en acier à leur réception, notamment en ce qui concerne l'épaisseur de la couche de zinc (87 µm au minimum) et les corrections à apporter aux pièces dont le revêtement a été endommagé.

Mentionnons que l'épaisseur de galvanisation des tubes des dispositifs de retenue, des drains, des joints de tablier et autres équipements est de 75 µm au minimum, compte tenu des problèmes à obtenir l'épaisseur de 87 µm en raison du type d'alliage de ces éléments.

Le surveillant doit vérifier que la manutention des pièces au chantier est faite de façon adéquate. Il est conseillé d'utiliser des élingues non métalliques ou tout autre système afin d'éviter le contact entre un composant métallique d'un équipement de manutention et les pièces en acier.

Le surveillant ne doit pas se fier entièrement au suivi effectué en usine par la DCQM puisque celui-ci porte principalement sur les méthodes de travail du fournisseur. En cas de doute, il doit consulter la DCQM, notamment en ce qui a trait aux soudures et à la galvanisation.

Il doit immédiatement signaler toute anomalie à l'entrepreneur afin que les corrections soient apportées rapidement et que les travaux ne soient pas indûment retardés. Le surveillant doit aussi informer le concepteur de la nature de ces corrections.

Vérifications avant la mise en place d'un dispositif de retenue

Les travaux relatifs à la mise en place d'un dispositif de retenue sont généralement exécutés par l'entrepreneur général. Une rencontre préalable à ces travaux regroupant tous les intervenants, au cours d'une réunion de chantier, par exemple, doit être organisée pour que les exigences du Ministère (du CCDG ainsi que des plans et devis) et les particularités du projet soient bien comprises.

Bien que la pose des tiges d'ancrage pour les poteaux en acier soit traitée au chapitre 4 « Ouvrages en béton » du présent manuel, rappelons que la position et l'espacement de ces tiges d'ancrage doivent être soigneusement vérifiés avant la mise en place des poteaux. Même si un petit écart peut être repris par le jeu des pièces, le surveillant doit exiger le retour de certaines pièces à l'usine pour corrections lorsque les anomalies sont trop importantes.

Ni le CCDG ni le devis ne proposent de tolérances concernant la pose des ancrages. L'entrepreneur a cependant une obligation de résultat par rapport aux travaux : les poteaux de la glissière devront pouvoir être insérés dans les ancrages mis en place. La précision dans la mise en place des ancrages est donc de la plus haute importance.

Précisons que les problèmes d'alignement et de projection insuffisante des tiges d'ancrage sont les obstacles les plus fréquemment rencontrés lors de la pose des glissières; le surveillant doit donc porter une attention particulière à ces points.

Il doit consulter le concepteur si la partie hors béton d'une ou de plusieurs tiges d'ancrage est inférieure à l'épaisseur de la plaque d'ancrage des poteaux et à celle des rondelles et écrous à mettre en place, ou si les tiges ne sont pas positionnées perpendiculairement au profil longitudinal du tablier.

Le problème ne se présente habituellement pas si la mise en place des tiges d'ancrage des poteaux a été faite adéquatement. La marge de manœuvre est toutefois très mince à ce stade des travaux si des correctifs nécessaires doivent être apportés. La reconstruction sur une courte distance, sur toute la hauteur du chasse-roues (ou sur la hauteur des tiges d'ancrage pour une glissière), représente souvent la seule solution possible.

Dans le cas d'ancrages n'ayant pas suffisamment de projection pour être en mesure d'être boulonnés, les entrepreneurs proposent à l'occasion l'utilisation d'un manchon spécial de type Élocone. Le surveillant peut communiquer avec la DGS ou la DCQM afin d'obtenir certaines informations sur son utilisation.

L'assise en béton doit être parfaitement horizontale selon l'axe transversal de la structure pour que l'alignement du dispositif de retenue soit rectiligne, ce qui préservera l'esthétique de l'ouvrage. Mentionnons que la pente longitudinale de l'assise en béton doit être la même que celles des surfaces de béton environnantes. Si les poteaux doivent être verticaux selon cet axe, ils doivent être fabriqués pour reprendre la différence de pente.

De plus, le surveillant doit exiger le meulage des aspérités et le remplissage des cavités du béton des assises au moyen de mortier cimentaire afin que la plaque d'ancrage des poteaux soit supportée uniformément.

Un problème persistant de nivellement du béton de chasse-roues, de trottoir ou de piste cyclable sous les poteaux en acier des dispositifs de retenue a souvent été noté. Ce problème provient essentiellement de la difficulté à finir le béton de façon adéquate sous les gabarits de bois servant à retenir les ancrages dans le béton frais, ce qui a tendance à favoriser la présence de bulles d'air, donc de dépression dans le béton sous le poteau.

Bien que les pratiques aient été améliorées au cours des dernières années, notamment par une ouverture au centre du gabarit (pour faciliter la mise en place du béton et son inspection visuelle) et l'utilisation d'un vibrateur de petite dimension dans cette ouverture, il arrive encore trop souvent qu'un manque d'attention lors de la mise en place des gabarits ou du béton lui-même entraîne une assise de poteau non conforme. Cette non-conformité peut conduire à une faiblesse structurale du dispositif de retenue (surface d'appui non uniforme), à une apparence douteuse ou à un manque de durabilité.

Le surveillant doit se référer à certaines parties du chapitre 4 « Ouvrages en béton » de ce manuel quant aux précautions à prendre lors du bétonnage des chasse-roues, des trottoirs ou des pistes cyclables afin d'éviter des problèmes de mise en place du dispositif de retenue.

Si toutefois le niveau du dessus d'une assise de poteau est trop bas (en partie ou en totalité) par rapport à ce qui est demandé aux plans, ou que la surface d'assise comporte un bullage excessif, il s'agit de travaux non conformes. La correction de ce type de défaut doit être effectuée selon les indications de l'article 7.10 « Travaux défectueux » du CCDG. Bien que selon cet article la méthode de correction doit être établie par l'entrepreneur, précisons que la méthode classique consiste à effectuer une réparation à l'aide de mortier, mais certains points quant aux bonnes pratiques doivent être considérés :

- Une préparation de surface doit être effectuée. Celle-ci devrait s'apparenter aux exigences de l'article 15.4.3.5.1 « Préparation des surfaces à conserver » du CCDG. En plus du béton lâche, tout béton peu résistant entre deux bullages, par exemple, doit être retiré. La méthode de préparation doit permettre de rendre la surface à réparer rugueuse. La préparation ne doit pas se faire avec des outils pouvant endommager le béton sous-jacent et devrait donc être limitée à des outils générant très peu d'impact, comme un petit marteau électrique ou une rectifieuse (pas de marteaux pneumatiques).
- Au pourtour de la surface de réparation, un trait de scie d'au moins 6 mm, ou une préparation, doit être effectué de manière à ne pas avoir une épaisseur de réparation qui se termine en biseau.
- Avant d'appliquer le mortier, les surfaces à réparer doivent être nettoyées à l'aide d'un jet d'eau sous pression (15 MPa) et humidifiées jusqu'à saturation, mais doivent être sèches au moment de la mise en place.
- Le mortier utilisé devrait être sélectionné parmi les suivants : CPD Fastcrete Ultra, MasterEmaco N 423 RS, Planitop 23 ou SikaTop 123 plus. Ces mortiers sont modifiés au latex ou aux polymères ou contiennent un inhibiteur de corrosion, ce qui les rend plus performants.
- Une cure minimale de 3 jours avec un matériau de cure formant membrane devrait être appliquée avant la mise en place et le serrage des boulons des ancrages du poteau de glissière.

Si la dénivellation entre le dessus de l'assise tel que bétonné et le niveau théorique du dessous du poteau à mettre en place, dépasse, en un point quelconque, 12 mm sur une distance de 25 mm à partir du périmètre extérieur de la plaque de base du poteau, il ne faut pas utiliser de mortier comme méthode de correction. Il faut plutôt envisager la reconstruction du béton de l'assise sur une profondeur d'au moins 135 mm (c'est-à-dire 25 mm sous les barres longitudinales du haut de l'élément) selon les indications du concepteur. Ces travaux de reconstruction doivent alors respecter les principes de base d'une réparation avec coffrages sans surépaisseur.

Mise en place d'un dispositif de retenue

Il faut manipuler avec soin les différentes pièces en acier du dispositif de retenue pour éviter leur gauchissement et l'endommagement de la galvanisation. La mise en place des lisses est normalement réalisée à l'aide de machinerie.

Le serrage des boulons reliant les lisses aux poteaux doit se faire selon les exigences de l'article 15.9.3.4 « Mise en œuvre » du CCDG. Il faut simplement serrer à fond avec une clé à mâchoires d'une longueur d'environ 400 mm, sans déformer les profilés.

Dans le cas de la glissière de type 210, les trous ovalisés dans les poteaux et surdimensionnés dans les lisses facilitent l'ajustement en hauteur selon les indications des plans. Une fois la lisse du bas installée et ajustée, il est possible d'utiliser un gabarit pour procéder à l'ajustement des autres lisses. Les boulons reliant les lisses au poteau sont à tête ronde (ASTM A449), tête située du côté de la circulation automobile pour que les aspérités soient le plus possible réduites.

Dans le cas des tiges d'ancrage des dispositifs de retenue en acier, le serrage des écrous doit se faire selon les exigences de l'article 15.9.3.4 « Mise en œuvre » du CCDG, c'est-à-dire à fond avec une clé à mâchoires d'une longueur d'environ 400 mm.

Vérifications après la mise en place d'un dispositif de retenue

Une fois les dispositifs de retenue en place, le surveillant doit faire un certain nombre de vérifications de façon à s'assurer qu'ils sont posés conformément aux plans. Il doit notamment vérifier que :

- les poteaux et les barreaux des glissières sont perpendiculaires au profil longitudinal du chasse-roues, du trottoir ou de la piste cyclable lorsque la pente de ce profil est inférieure à 2 %. Au-delà de 2 %, la perception de la pente par les usagers étant plus prononcée, le CCDG exige que ces éléments soient posés à la verticale. Dans le cas d'un pont dont le profil longitudinal est parabolique, cette exigence s'applique aussi, mais la pente prise en compte est la pente locale de chacun des poteaux (voir la figure 9.3-1). Les poteaux sont donc légèrement inclinés aux environs du sommet de la parabole, puis positionnés verticalement lorsque la pente locale longitudinale dépasse 2 %;
- le serrage de tous les boulons est conforme aux exigences;
- les plaques d'ancrage des poteaux reposent entièrement sur le béton;
- les manchons des lisses pour joint de tablier sont situés entre les poteaux se trouvant de part et d'autre des joints de tablier ou des joints dalle sur culée. L'emplacement de ces manchons, qui reprennent le mouvement du ou des tabliers, est important pour éviter d'endommager le dispositif de retenue;
- les pellicules rétroréfléchissantes des poteaux en acier sont posées au niveau indiqué dans les plans, de manière à ce que le profil établi par les pellicules soit parallèle à celui du tablier de la structure tout en maintenant la continuité avec celles installées sur les poteaux des glissières de sécurité situés aux approches. Les pellicules mal installées doivent donc être remplacées par de nouvelles, installées selon les exigences du CCDG;
- le bout plat, nécessaire au raccordement du dispositif de retenue à la glissière de sécurité de l'approche de la structure, est en place à chaque extrémité de la structure.

Note

Le raccordement de la glissière de sécurité des approches à l'extrémité du dispositif de retenue de la structure doit se faire selon les modalités du chapitre 3 « Glissières de sécurité – Conception et construction » du *Tome VIII – Dispositifs de retenue* de la collection Normes – Ouvrages routiers du Ministère.

Puisque la hauteur de la glissière des approches peut être problématique lorsque celle-ci est raccordée à des dispositifs existants, le surveillant doit notamment s'assurer que la glissière aux approches ne varie pas de plus de 75 mm (en plus ou en moins) par rapport à la hauteur normale d'installation de 710 mm. Cette tolérance verticale d'installation doit être reprise sur au moins une longueur de lisses en tôle d'acier ondulée. Lorsque cette tolérance verticale n'est pas respectée, il faut modifier les profils des approches ou celui de la glissière de façon à ramener la valeur sous les 75 mm.

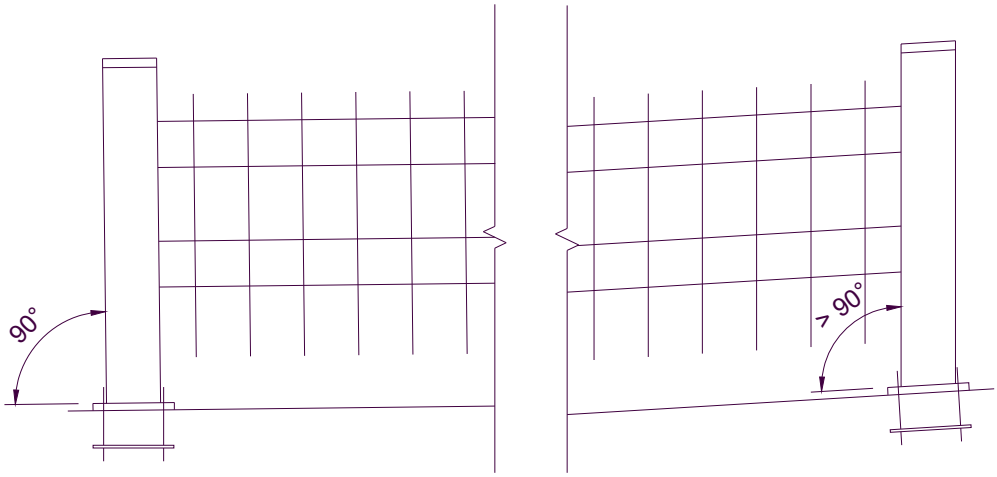


Figure 9.3-1 Positionnement des éléments d'une glissière en acier

9.4 DRAINS EN ACIER

Les drains permettent d'évacuer l'eau de surface d'une structure. Ces équipements sont essentiels pour réduire le plus possible les dommages et les risques en matière de sécurité associés à un mauvais drainage.

Les drains sont dotés d'une grille à leur partie supérieure, pour des raisons de sécurité, et de trous à l'interface pavage – membrane d'étanchéité pour évacuer l'eau qui s'infiltre à travers le pavage ou à l'interface chasse-roues – pavage. De plus, l'eau de surface peut s'évacuer par ces trous lorsque l'enrobé à chaud n'est pas encore mis en place. Mentionnons que les drains sont munis de vis d'ajustement qui permettent de les positionner adéquatement lors de la construction d'une nouvelle dalle.

Les drains d'interface servent à drainer l'interface pavage – membrane d'étanchéité à proximité d'un joint de tablier pour éviter l'accumulation d'eau près de l'épaulement du joint situé du côté amont du profil longitudinal de la structure.

Documents requis

L'entrepreneur doit remettre les plans d'atelier des drains au surveillant.

L'entrepreneur doit respecter les exigences générales de l'article 6.6 « Plans fournis par l'entrepreneur » du CCDG pour la remise de ces documents, y compris le délai minimal de 2 semaines que le Ministère s'accorde pour les étudier.

Le surveillant doit viser les plans d'atelier, puis en remettre une copie au concepteur pour information. Le surveillant peut demander au concepteur de viser les plans à sa place s'il juge qu'il n'a pas la compétence pour le faire. Dans ce cas, le concepteur retourne les plans visés au surveillant. La fabrication des drains ne peut pas débuter avant que ces plans visés n'aient été retournés à l'entrepreneur.

Le visa est un acte par lequel le surveillant reconnaît que les plans sont conformes dans leurs grandes lignes aux documents contractuels. Bien que l'entrepreneur conserve l'entière responsabilité de l'exactitude des détails, des dimensions et des quantités, le surveillant doit s'assurer de l'exactitude de certaines données de base, comme la conformité des matériaux utilisés, notamment des tiges filetées, et la longueur des drains. Cette dernière doit être égale à l'épaisseur du tablier plus 190 mm, soit 40 mm au-dessus des surfaces de béton du tablier et 150 mm au-dessous du tablier. Dans le cas où la poutre de rive interfère avec l'installation à la verticale des drains au pied du chasse-roues, le surveillant doit aussi s'assurer que les plans d'atelier en font mention. Si ce détail ne se trouve pas dans les plans de soumission, le surveillant doit en faire part au concepteur et attendre ses instructions sur les modifications à apporter aux plans d'atelier.

La figure 8.1-1 du chapitre 8 « Ouvrages en acier et en aluminium » du présent manuel montre le tampon de vérification type utilisé.

Matériaux et fabrication

L'assurance de la qualité relative aux matériaux doit être faite, notamment, selon les prescriptions du *Guide de surveillance – Chantiers d'infrastructures de transport.*

La conformité des matériaux utilisés et de la fabrication est généralement vérifiée en usine sous forme d'audits de fabrication par le personnel de la DCQM, ou par l'un de ses prestataires de services lorsque le contrat fait l'objet d'un suivi en usine.

Si ce n'est pas le cas, le surveillant n'a pas à faire ce suivi, puisque les fabricants sont généralement des entreprises spécialisées dans le domaine et qu'il lui est toujours possible de vérifier la qualité de la fabrication lors de la livraison des éléments au chantier.

Mise en place des drains et des drains d'interface

Dès la réception des drains au chantier, le surveillant doit veiller à ce qu'ils soient entreposés dans un endroit en retrait de façon à ne pas être endommagés lors des opérations de chantier. Il doit aussi s'assurer qu'ils sont déposés à plat sur des supports suffisamment rapprochés pour éviter leur gauchissement. Mentionnons qu'il faut prendre les précautions nécessaires pour éviter la formation de rouille blanche. De plus amples informations sont présentées à l'article 14.2.2.2 « Galvanisation, métallisation et peinturage ». Le surveillant ne doit pas hésiter à intervenir auprès de l'entrepreneur si les conditions de déchargement et d'entreposage ne sont pas satisfaisantes.

Le surveillant doit se référer au chapitre 14 « Galvanisation, métallisation et peinturage » du présent manuel pour les exigences concernant la galvanisation des pièces en acier à leur réception, notamment en ce qui concerne l'épaisseur de la couche de zinc (75 µm au minimum) et les corrections à apporter aux pièces dont le revêtement a été endommagé.

Le surveillant doit aussi s'assurer, dès leur livraison, que les drains sont conformes aux plans d'atelier visés, notamment en ce qui concerne leur longueur et la présence de deux trous par face dans leur partie supérieure. En cas de doute, le surveillant doit consulter la DCQM (par l'entremise du chargé d'activité du Ministère pour un surveillant employé par un prestataire de services), notamment en ce qui a trait aux soudures et à la galvanisation.

Il doit immédiatement signaler toute anomalie à l'entrepreneur afin que les corrections soient apportées rapidement et que les travaux ne soient pas indûment retardés. Il doit aussi informer le concepteur de la nature de ces corrections.

Il faut manipuler avec soin les drains pour éviter leur gauchissement et l'endommagement de la galvanisation. La mise en place des drains est normalement réalisée à l'aide de machinerie.

Le surveillant peut se reporter au chapitre 4 « Ouvrages en béton » de ce manuel pour plus d'information au sujet de la mise en place des drains lors de la construction d'une nouvelle dalle. Mentionnons que les drains sont généralement installés à la verticale, sauf dans le cas où ils interfèrent avec une poutre. Dans ce dernier cas, le surveillant doit s'assurer que le dessus du drain est à l'horizontale et qu'il permet de conserver une épaisseur minimale de 40 mm d'enrobé à chaud près de lui.

Les drains d'interface servent à évacuer l'eau contenue à l'intérieur du revêtement et s'accumulant au point bas des épaulement des joints de tablier mis en place à la culée galerie d'un tablier neuf. Ces drains sont utilisés parce qu'il n'est pas possible d'installer des drains conventionnels à cet endroit; en effet, l'écoulement de l'eau pourrait endommager l'unité de fondation, ce qui n'est pas le cas des faibles quantités d'eau s'écoulant des drains d'interface. Les drains d'interface sont mis en place en même temps que le joint de tablier adjacent. La forme pyramidale du drain d'interface est nécessaire pour permettre au cône de glace de glisser rapidement au premier dégel.

Lorsque des descentes de drainage sont prévues et qu'elles ne peuvent pas être mises en place avant la période hivernale en raison des phases de travaux, le CCDG exige que l'entrepreneur prévoie des descentes de drainage temporaires afin que le reste de l'ouvrage ne soit pas contaminé.

Drains sur une structure existante

Les activités relatives aux drains d'une structure existante concernent l'élimination de drains souvent trop nombreux sur une structure, le remplacement de drains existants ou l'ajout de nouveaux drains aux points bas du profil longitudinal du tablier. Mentionnons aussi le cas du rallongement des drains pour éviter qu'ils endommagent le bas du tablier.

Il ne faut pas couper les armatures de la dalle ou du tablier lors de l'élimination d'un drain. L'installation de nouveaux drains se fait aux endroits indiqués dans les plans ou à ceux indiqués sur place par le surveillant; il peut donc arriver que, pour améliorer le drainage du tablier, les nouveaux drains ne soient pas tous situés aux emplacements des drains existants. Dans ce cas, l'entrepreneur doit démolir le béton et couper quelques barres d'armature pour les installer.

Note

Le surveillant doit consulter le concepteur avant d'autoriser l'entrepreneur à couper des barres d'armature, car elles font partie du système structural du tablier.

Une fois les drains installés, il faut s'assurer que le point de décharge de chacun est aménagé de façon que le remblai sous la structure ne soit pas érodé; un géotextile recouvert de pierres est le moyen de protection le plus utilisé. Il faut aussi éviter, en milieu urbain, que les drains se déversent sur la chaussée située sous la structure. Il faut alors soit déplacer le drain, soit installer une conduite d'évacuation sous lui.

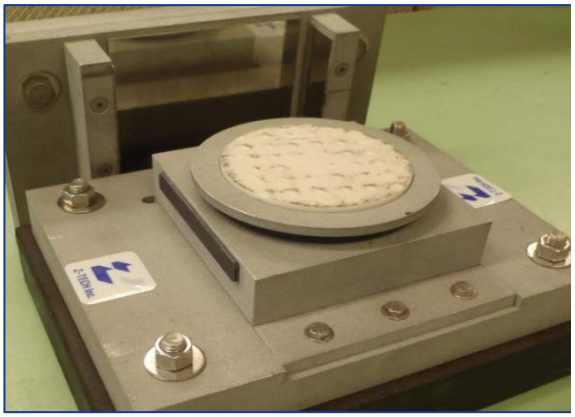
Le rallongement des drains se fait généralement par l'ajout d'une section de tube sous les drains existants. Cette section de tube a habituellement un diamètre légèrement plus grand que les drains à rallonger pour que les fuites soient le plus possible réduites au droit du raccordement.

PHOTOGRAPHIES

ÉQUIPEMENTS



Appareil d'appui à élastomère confiné guidé (fermé).



Appareil d'appui à élastomère confiné guidé et plaque de glissement.



Appareil d'appui à élastomère confiné guidé et disque d'élastomère en position.



Appareil d'appui à élastomère confiné guidé et disque d'élastomère enlevé.



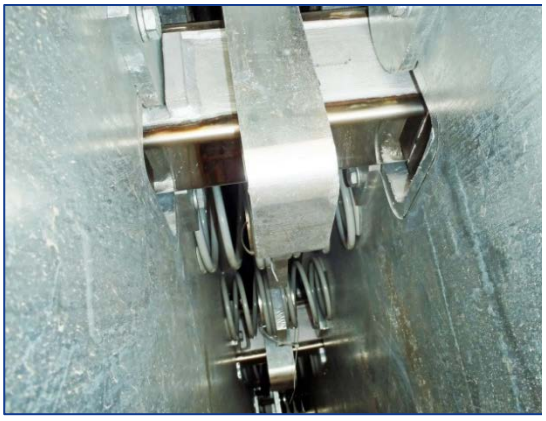
Cadre en acier d'un appareil d'appui en élastomère fretté (poutres en béton).



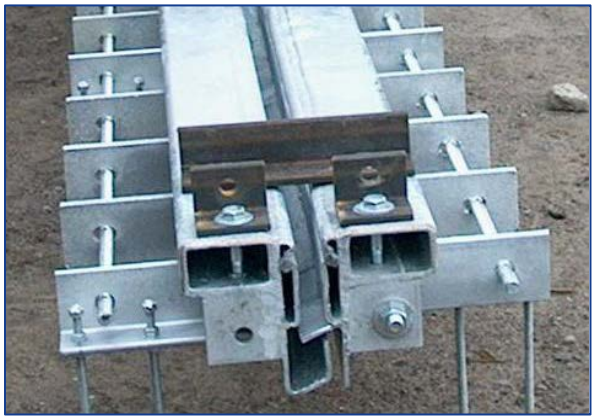
Appareils d'appui à élastomère confiné (guidés) sur blocs d'assise et plaques temporaires encore en place.



Plaque de recouvrement d'un joint multi-modules.



Poutre de support et système de ressorts pour un joint multi-modules.



Joint de tablier de type HSS avec dalots.



Joint de tablier à plus d'une garniture (2).



Essai d'étanchéité d'un joint de tablier.



Dispositif de retenue avec poteaux posés selon la verticale (profil supérieur à 2 %).

CHAPITRE 10

MEMBRANE D'ÉTANCHÉITÉ

TABLE DES MATIÈRES

INTRODUCTION 10-1

10.1 MATÉRIAUX 10-2

10.2 ASSURANCE DE LA QUALITÉ 10-3

10.3 MEMBRANE D'ÉTANCHÉITÉ POUR DALLE 10-3

10.3.1 Mise en œuvre 10-3

10.3.1.1 Nettoyage des surfaces 10-3

10.3.1.2 Correction des surfaces 10-7

10.3.1.3 Pose de la membrane d'étanchéité pour dalle 10-13

10.4 MEMBRANE D'ÉTANCHÉITÉ POUR JOINTS 10-27

PHOTOGRAPHIES 10-31

FIGURES

Figure 10.3-1 Zones associées au dégel 10-18

Figure 10.4-1 Étapes et délais pour la mise en œuvre de la membrane d'étanchéité pour dalle et du revêtement en enrobé sur une dalle neuve 10-29

INTRODUCTION

Membrane d'étanchéité pour dalle

La membrane d'étanchéité pour dalle est utilisée pour étancher le dessus des dalles.

La détérioration d'une dalle en béton est liée à des contraintes environnementales plutôt qu'à des raisons purement structurales. La dalle en béton d'une structure doit donc être protégée contre les agressions du milieu ambiant.

L'utilisation d'une membrane d'étanchéité constitue sans aucun doute la méthode la plus efficace pour empêcher l'eau chargée de chlorures de s'infiltrer dans le béton d'une dalle. Elle aide à prévenir la désagrégation du béton sous l'effet des cycles de gel et de dégel ainsi que le délaminage engendré par la corrosion des aciers d'armature. La pose d'une membrane d'étanchéité, suivie par celle d'un revêtement en enrobé à chaud, est la méthode de protection privilégiée partout au Canada et dans bon nombre d'États américains.

Le principal défi de l'entrepreneur concernant la réalisation de travaux d'étanchéité adéquats consiste souvent à composer avec des conditions météorologiques défavorables. En effet, les travaux se font habituellement en fin de saison, au moment où précipitations et basses températures sont fréquentes. De plus, comme les travaux d'étanchéité se réalisent en un court laps de temps, à une période où l'entrepreneur et le surveillant doivent remplir de nombreuses autres obligations, leur importance peut être sous-estimée. Il faut toutefois s'assurer de bien les réaliser pour garantir une bonne durabilité à l'ouvrage.

Membrane d'étanchéité pour joints

La membrane d'étanchéité pour joints est utilisée, lorsque les plans l'indiquent, pour étancher des joints entre des éléments différents (sections de murs de soutènement, sections de ponceaux, sections de culées, mur et ponceau, mur garde-grève et dalle de transition, etc.) et des joints de construction et de contrôle. Elle sert également à étancher des fissures sur la partie remblayée d'éléments en béton et à assurer le mouvement entre deux surfaces de béton (p. ex. : joint dalle sur culée et joint d'articulation des portiques).

Une section « Photographies » est incluse à la fin du présent chapitre pour illustrer certaines notions ou certains éléments présentés ci-après.

10.1 MATÉRIAUX

Membrane d'étanchéité pour dalle

La membrane d'étanchéité pour dalle utilisée doit être conforme à la norme 3701 « Membrane d'étanchéité » du *Tome VII – Matériaux* de la collection Normes – Ouvrages routiers du Ministère. Les membranes qui satisfont aux exigences de la norme et la couche d'accrochage recommandée par le fabricant de ces membranes figurent sur la *Liste des matériaux relatifs au béton éprouvés par le Laboratoire des chaussées*, disponible sur le site Web du Ministère[1].

La membrane est fabriquée en rouleaux de 1 m de largeur sur 8 m ou 200 m de longueur, selon le type d'équipement utilisé pour la pose, et doit avoir une épaisseur minimale de 4,5 mm, comme l'exige la norme 3701. Les rouleaux doivent être entreposés sur des surfaces propres, à l'abri des intempéries et placés à la verticale pour ne pas être endommagés.

La couleur grise des gravillons sur le dessus de la membrane a été choisie pour diminuer le plus possible l'apparition de poches d'air que pourrait causer le réchauffement de la membrane par temps chaud et ensoleillé.

La pose de la membrane directement sur une dalle (sur poutres, épaisse, de portique, etc.) de pont doit se faire selon l'axe longitudinal de la dalle parce que la trame en polyester qui la compose est plus résistante dans le sens de la longueur des rouleaux. Cependant, lorsque la pose d'une membrane est exigée au devis spécial pour le dessus d'une dalle de ponceau avec remblai, elle devrait se faire dans la direction de l'axe le plus long, donc généralement dans le sens longitudinal de l'ouvrage, c'est-à-dire selon le sens d'écoulement de l'eau à l'intérieur du ponceau. Pour un ponceau avec remblai, cette pratique en chantier permet de diminuer le nombre de joints de soudage entre chaque bande de membrane, ce qui minimise les risques d'infiltration et accélère les travaux.

Par ailleurs, il est possible que le concepteur spécifie, par le biais du devis spécial, une membrane liquide polymérique conforme à la norme 3703 du Ministère pour des cas d'ouvrages particuliers. Cette membrane très haut de gamme (et très coûteuse) peut s'avérer requise, entre autres, pour une dalle de pont ayant un débit journalier moyen annuel (DJMA) très élevé, le plus souvent sur une dalle neuve, mais aussi sur une dalle existante en bon état ayant une vie résiduelle d'au moins 25 ans. Si ce type de membrane est prévu au contrat ou envisagé en cours de projet, le surveillant ne doit pas hésiter à consulter la Direction générale des structures (DGS) afin de s'assurer qu'il comprend toutes les exigences du devis spécial et que ces travaux d'étanchéité seront effectués selon le niveau de qualité supérieur escompté par le Ministère.

Membrane d'étanchéité pour joints

La membrane d'étanchéité pour joints doit aussi être conforme à la norme 3701, « Membrane d'étanchéité », du *Tome VII – Matériaux* de la collection Normes – Ouvrages routiers du Ministère. Mentionnons que le Ministère autorise seulement les membranes en feuilles préfabriquées d'au moins 2,5 mm d'épaisseur parce qu'une membrane plus mince que 2,5 mm d'épaisseur n'offre pas la protection requise pour ce type d'ouvrage.

[1] www.transports.gouv.qc.ca

10.2 ASSURANCE DE LA QUALITÉ

L'assurance de la qualité relative aux matériaux doit être faite, notamment, selon les prescriptions du *Guide de surveillance – Chantiers d'infrastructures de transport.*

10.3 MEMBRANE D'ÉTANCHÉITÉ POUR DALLE

10.3.1 Mise en œuvre

10.3.1.1 Nettoyage des surfaces

Deux types de vérification du dessus de dalle doivent être faits avant le nettoyage des surfaces pour une dalle neuve et avant le nettoyage complémentaire pour une dalle existante.

La première vérification consiste à s'assurer du profil adéquat du dessus de toute dalle neuve (ou sur les zones réparées d'une dalle existante) avec la règle de 3 m, comme exigé à l'étape « Inspection, correction et nettoyage des surfaces » de l'article 15.4, « Ouvrages en béton », du CCDG.

Précisons que, pour les surfaces de dalles existantes non réparées, il n'existe pas de critère établi pour la vérification du profil avec la règle de 3 m, mais que le surveillant doit se servir de cet outil pour évaluer les sections à corriger, s'il y a lieu.

La deuxième vérification consiste à s'assurer que les mesures du relief (rugosité) de toute dalle sont effectuées au moyen du test de la tache de sable, comme exigé à l'étape « Inspection et correction des surfaces » de l'article 15.10, « Membrane d'étanchéité pour dalle », du CCDG.

Toutes ces vérifications et mesures sont préalables au nettoyage final des surfaces si des mesures correctrices sont requises sur les surfaces de dalle. Cette façon de faire permet de terminer les étapes de nettoyage de la dalle après la réalisation de mesures correctives appropriées et d'éviter ainsi qu'un autre nettoyage complémentaire soit nécessaire.

Le nettoyage des surfaces d'une dalle est nécessaire pour augmenter la résistance superficielle du béton et, conséquemment, l'adhérence de la membrane à la dalle.

Le nettoyage des surfaces de dalle doit inclure les surfaces du béton et celles de l'acier, le cas échéant, de la partie inférieure verticale des chasse-roues, trottoirs, pistes cyclables en surépaisseur au-dessus d'une dalle et glissières sur une hauteur de 65 mm pour que la pose du solin soit adéquate.

Une fois que le nettoyage d'une dalle neuve ou le nettoyage complémentaire d'une dalle existante est en cours ou terminé, il faut prendre toutes les précautions nécessaires pour éviter de salir de nouveau les surfaces; y sont notamment interdits la circulation de véhicules et le passage d'ouvriers chaussés de bottes souillées.

Dalle neuve

Le nettoyage des surfaces d'une dalle neuve consiste à enlever la fine couche de laitance du dessus du béton ainsi que toute matière cimentaire ou tout agrégat qui y ont mal adhéré. Ce nettoyage est encore plus important s'il a plu lors du bétonnage de la dalle ou si l'entrepreneur a utilisé plus d'eau que nécessaire au cours de ses opérations d'humidification continue du béton frais (mentionnons que cette pratique est grandement déconseillée).

En effet, ces deux situations entraînent une altération de surface de la matrice du béton frais et l'accumulation d'une couche plus ou moins épaisse de laitance aux points bas du tablier. Si l'épaisseur des dépôts de laitance est importante, il faut parfois commencer par enlever ces dépôts par un moyen approprié proposé par l'entrepreneur (p. ex. : léger meulage, jet d'abrasif sec, brossage, balai mécanique à poils raides, etc.) et approuvé par le surveillant. Le nettoyage peut avoir lieu ensuite.

Le nettoyage d'une dalle neuve consiste aussi à enlever les particules d'enrobé à chaud et le film de bitume à la suite du décapage de l'enrobé temporaire au printemps, si cet enrobé a été mis en place tardivement à l'automne précédent parce que les températures étaient trop basses pour la pose de la membrane et de l'enrobé permanent.

Le nettoyage doit être fait après l'enlèvement des éclaboussures et des bavures liées au bétonnage de la dalle et des bordures, et peu de temps avant la pose de la couche d'accrochage de la membrane, soit dans un délai de 48 heures précédant cette pose. Cela évite que la dalle se salisse de nouveau.

Pour les dalles neuves, le nettoyage au moyen de billes d'acier est exigé, puisqu'il est efficace, rapide, peu coûteux, faible générateur de poussières et facile à vérifier pour le surveillant. Ce type de nettoyage devrait être précédé d'un autre nettoyage rapide, au moyen d'un jet d'air, pour enlever les débris et les possibles petites flaques d'eau stagnante qui pourraient nuire au nettoyage. Les surfaces de béton doivent être sèches au moment du nettoyage.

Les zones qui sont inaccessibles à l'équipement sur roues de nettoyage avec billes d'acier, comme le bas des chasse-roues, glissières et trottoirs, sont habituellement nettoyées au moyen d'un jet d'abrasif sec. Par contre, compte tenu des risques pour la santé associés à la silice cristalline libérée dans l'air lors du nettoyage avec jet d'abrasif sec, l'entrepreneur doit prendre les moyens nécessaires pour protéger les ouvriers et toutes les autres personnes se trouvant à proximité des travaux.

En remplacement d'un jet d'abrasif à sec, l'entrepreneur peut aussi employer un jet d'abrasif humide pour nettoyer les zones inaccessibles au nettoyage par billes d'acier, mais un délai additionnel de séchage d'au moins 24 heures sans précipitations et sans eau stagnante est obligatoire avant d'y appliquer le liant d'accrochage de la membrane d'étanchéité. Par contre, l'utilisation d'un jet d'eau sous pression sans abrasif est interdite, puisque cette technique ne peut assurer l'obtention du relief (rugosité) optimal requis pour y adhérer la membrane.

Pour certains recoins des zones inaccessibles au jet de billes d'acier, certains entrepreneurs utilisent un meulage très léger. Ces recoins de dalle sont situés ponctuellement au bas des bordures (chasse-roues, glissières, trottoirs et le long des joints de tablier) et au pourtour des drains. Ce meulage léger localisé est acceptable s'il ne crée pas de dépressions indésirables (creux) sur la surface de la dalle en affectant les profils qui doivent respecter en tout point les exigences de la règle de 3 m, selon la méthode LC 26-600, « Mesure des irrégularités et des dépressions d'une chaussée », du Ministère. De plus, il est très important que ce meulage ne réduise pas l'épaisseur d'enrobage au-dessus des armatures supérieures de dalle au-delà des exigences.

Bien que l'équipement sur roues recycle en grande partie et en continu les billes d'acier, une autre plaque aimantée se déplaçant sur roues est aussi utilisée pour récupérer la grande majorité des billes laissées sur la dalle. Malgré cela, une certaine quantité de billes d'acier peuvent rester emprisonnées dans les cavités du béton, d'où la nécessité de terminer le nettoyage par l'enlèvement de ces billes au moyen d'un jet d'air, comme l'exige le CCDG.

Dalle existante

Le nettoyage des surfaces d'une dalle existante doit se faire en deux étapes, soit un nettoyage de base suivi d'un nettoyage complémentaire.

Étape 1 : nettoyage de base

Le nettoyage de base des surfaces consiste à enlever toute matière étrangère des surfaces de béton, comme toute trace de laitance ou de rouille sur la partie métallique des chasse-roues, toute particule n'adhérant pas à la surface à conserver, tout débris incrusté, tout matériau de cure, tout résidu bitumineux, etc.

Le nettoyage doit être fait dès que possible après les travaux de décapage de l'enrobé bitumineux et de la membrane d'étanchéité existants. Un nettoyage hâtif est utile, puisqu'il permet au surveillant de délimiter adéquatement les surfaces d'une dalle qui doivent être réparées. Il permet aussi à l'entrepreneur de détecter toutes les zones de dalle ayant un profil à corriger (test de la règle de 3 m, arpentage, etc.) ou un relief non conforme (test de la tache de sable) bien avant la pose de la membrane, ce qui donne le temps nécessaire pour que les corrections qui s'imposent soient réalisées.

Le nettoyage est fait au moyen d'un jet d'abrasif humide ou d'un jet d'eau haute pression dont la capacité va généralement donner les résultats attendus. Bien que ces travaux puissent être réalisés au moyen d'un équipement manuel à jet unique, l'utilisation d'un jet d'eau rotatif sous pression de 30 à 40 MPa (de 4 500 à 6 000 lb/po^2) monté sur un équipement sur roues est préférable.

En effet, cet équipement offre généralement une très bonne qualité de nettoyage et facilite la tâche du surveillant, car il est aisé de vérifier que le nettoyage est effectivement fait sur toutes les surfaces. Les zones inaccessibles à l'équipement sur roues sont nettoyées manuellement au moyen d'un jet d'eau haute pression (p. ex. : équipement avec une lance) ou d'un jet d'abrasif humide.

Lorsqu'il s'avère difficile de procéder adéquatement au nettoyage, même à l'aide d'un équipement sur roues, notamment à cause de débris bitumineux incrustés, l'entrepreneur devrait réaliser une planche d'essai avec un équipement plus puissant (de 56 à 84 MPa [de 8 400 à 12 600 lb/po^2]) afin

de mieux fixer les paramètres d'opération de l'équipement, dont le type de buse, la pression de l'eau, la vitesse de déplacement et le nombre de passages de l'équipement. Une planche d'essai bien réalisée favorise l'enlèvement d'une quantité maximale de résidus sans que le béton de la dalle soit endommagé, mais ne dégage pas l'entrepreneur de son obligation de résultat au moment de procéder au nettoyage de base sur l'ensemble des surfaces.

Immédiatement après le nettoyage de base, les surfaces doivent être débarrassées de tous débris et toutes éclaboussures à l'aide d'un autre nettoyage par jet d'eau sous pression (beaucoup moins puissant) agissant comme une opération de rinçage (pression de 15 MPa) et ayant les caractéristiques mentionnées au CCDG. Ce rinçage et le nettoyage de base, si celui-ci a été réalisé au moyen d'un jet d'eau haute pression, génèrent beaucoup d'eau sur le tablier du pont; le surveillant doit donc veiller à ce que l'entrepreneur canalise cette eau pour qu'elle ne nuise pas aux usagers tant sur les voies attenantes que sur celles situées sous le pont si elles sont demeurées ouvertes à la circulation.

Étape 2 : nettoyage complémentaire

Le nettoyage complémentaire doit être fait selon la méthode décrite pour le nettoyage d'une dalle neuve.

Le nettoyage complémentaire consiste à enlever la fine couche de laitance et le matériau de cure formant membrane (lorsque le matériau de cure est employé avec l'autorisation du surveillant) du dessus des zones de dalle corrigées avec un mortier cimentaire. Il consiste aussi à nettoyer le pourtour de ces zones qui auraient pu être salies au cours des travaux de réparation avec du béton, ou de correction avec du mortier, et à enlever sur l'ensemble du tablier tous les autres débris qui auraient pu s'incruster dans les cavités du béton depuis le nettoyage de base.

Le nettoyage complémentaire doit être réalisé après la fin de la cure des réparations et des corrections de dalle effectuées avec du béton ou un mortier et peu de temps avant la pose de la couche d'accrochage de la membrane, soit dans un délai de 48 heures précédant cette pose : cela évite que la dalle se salisse de nouveau.

Nettoyage au jet d'air

Immédiatement avant la réparation et la correction des surfaces de dalles existantes ainsi qu'avant l'application de la couche d'accrochage et de la membrane d'étanchéité sur des dalles neuves et existantes, les poussières et les débris doivent être enlevés à l'aide d'un jet d'air. Ces poussières et débris peuvent avoir été apportés par le vent ou les véhicules circulant sur une voie attenante, depuis la fin du nettoyage d'une dalle neuve ou existante.

L'utilisation d'un jet d'air est obligatoire pour effectuer ce nettoyage, puisqu'il n'est pas possible de se servir d'un jet d'eau au cours de la période obligatoire de 24 heures sans précipitations précédant la pose de la couche d'accrochage.

Le matériel utilisé pour le jet d'air doit être muni d'un filtre qui capte l'huile. Avant son utilisation, il faut démontrer l'efficacité du filtre pour assurer l'adhérence de la membrane; une façon simple de vérifier l'absence d'huile est de diriger le jet sur un chiffon blanc.

Ce nettoyage, même s'il n'a pas l'ampleur du nettoyage des surfaces effectué précédemment, n'en constitue pas moins une étape importante pour que les travaux soient de qualité, surtout près des bordures. Si l'utilisation d'un jet d'air ne suffit pas pour que la surface soit libre de toutes poussières ou de tous débris, comme une surface très sale après le nettoyage final d'une dalle neuve ou existante, l'entrepreneur doit recourir à des moyens plus importants, semblables à ceux utilisés pour le nettoyage complémentaire d'une dalle existante.

10.3.1.2 Correction des surfaces

Test de la tache de sable

Le relief de la dalle, c'est-à-dire l'ampleur des aspérités en surface du béton, est vérifié au moyen du test de la tache de sable, selon la norme ASTM E965-15(2019) « Standard Test Method for Measuring Pavement Macrotexture Depth Using a Volumetric Technique ». Ce test porte aussi le nom de *tache de sable* même si, aujourd'hui, on utilise plutôt des billes de verre. Il s'agit d'une mesure objective de l'uni de la dalle, et la répétabilité des mesurages (tests) en fait un outil précieux pour la vérification du relief. Le relief de la dalle est inversement proportionnel au diamètre du cercle formé par la tache de sable, c'est-à-dire que plus le diamètre du cercle est grand, plus le relief de la dalle est faible, donc plus lisse.

Comme on l'a mentionné précédemment, la mesure du relief d'une dalle neuve doit être réalisée dès que possible lorsque la période de cure du béton a pris fin, une fois enlevées les bavures et les éclaboussures de laitance, dues au bétonnage, et préférablement avant le nettoyage des surfaces.

La mesure du relief d'une dalle existante, quant à elle, doit être réalisée dès que possible après le nettoyage de base. Dans les deux cas, une mesure hâtive du relief est utile, puisque cela donne à l'entrepreneur le temps nécessaire pour effectuer les mesures correctrices sur les zones de dalle qui seraient non conformes.

Le fait de procéder à la mesure du relief avant le nettoyage d'une dalle neuve ou avant le nettoyage complémentaire d'une dalle existante favorise le nettoyage du dessus des corrections et de leurs pourtours en même temps que du reste des surfaces de la dalle.

Avant de procéder à la mesure du relief des surfaces de la dalle, le surveillant doit d'abord examiner minutieusement cette dernière, de manière à réduire le nombre de tests de tache de sable requis. En effet, il est inutile de faire des tests sur des surfaces ayant peu de relief, puisque celles-ci sont de toute évidence conformes; de même, il est inutile de faire des tests sur des surfaces ayant un fort relief, puisque celles-ci sont de toute évidence non conformes. Les tests de la tache de sable sont donc réalisés sur les surfaces d'une dalle dont le relief est marginal, c'est-à-dire aux environs des limites établies pour départager les surfaces conformes de celles qui sont non conformes. Le nombre de tests dépend cependant de l'expérience du surveillant, qui ne doit pas hésiter à faire quelques tests de plus s'il a des doutes quant à la conformité de certaines zones de dalle.

Le test doit être effectué sur des surfaces sèches et propres. Il faut utiliser un balai ou un aspirateur pour nettoyer les zones à tester et en enlever toutes les poussières et les matières étrangères. En se servant de son corps comme d'un écran contre le vent, il faut vider sur la dalle le contenu d'une bouteille de billes de verre de manière à former un cône et les étendre au moyen d'une rondelle de hockey pour former le plus grand cercle possible tout en s'assurant de garder le dessus des billes le plus parallèle possible à la dalle et au niveau de l'aspérité la plus prononcée.

Le diamètre du cercle formé par les billes est ensuite mesuré selon quatre mesures également espacées, et la moyenne de ces quatre valeurs est comparée au diamètre minimal exigé, soit 200 mm pour une dalle neuve et 165 mm pour une dalle existante. Cette différence a pour objectif de limiter les coûts associés à la correction du dessus d'une dalle existante; l'exigence moindre pour les dalles existantes est en fait un compromis entre les aspects technique et financier de la correction des surfaces.

Enfin, dans le cas des surfaces de dalles neuves ou des surfaces de réparation (sur dalles existantes), en plus de l'exigence du relief (diamètre minimal de 200 mm) mesuré à l'aide du test de la tache de sable, aucune cavité de plus de 5 mm de profondeur et de plus de 12 mm de largeur ne doit être présente avant la pose de la membrane d'étanchéité.

Cette exigence supplémentaire du CCDG, a pour but d'éviter qu'un nouveau béton durci (avec ou sans correction par meulage) respecte le critère de relief supérieur ou égal à 200 mm, mais présente des cavités assez importantes et nuisibles à sa surface, ce qui serait une non-conformité.

En effet, si la surface de la dalle présente plusieurs cavités de plus de 5 mm de profondeur et de plus de 12 mm de largeur, sans que soit réalisée une correction offrant un support rigide pour les colmater, ces cavités seront sûrement comblées à même le bitume fondu de la membrane d'étanchéité ou avec tout autre produit bitumineux mou. Dans de telles circonstances, l'utilisation de produits à base de bitume comme Easy-Melt 200 de IKO, Soprasphalte de Soprema ou d'autres équivalents n'est pas une solution acceptable puisque ces produits n'offrent pas un support rigide sous la membrane.

Cette pratique est mauvaise, car ce bitume de colmatage, même durci, n'offre pas un support s'approchant de celui que le béton offre à la membrane ainsi qu'à l'enrobé immédiatement au-dessus. Le surveillant doit refuser une telle proposition corrective de la part de l'entrepreneur, sinon il y a un risque important de perforer la membrane lors de la pose de l'enrobé et en raison de la circulation sur le tablier dans le futur, ce qui va affecter sa durée de vie, celle de l'enrobé et, avec les années, celle de la dalle. Pour des cavités mineures localisées ayant au plus 12 mm de profond et étant peu étendues sur une dalle, il peut être envisageable de les remplir d'une seule application de résine polymérique de Polyméthacrylate de méthyle (PMMA) avec ou sans sable de silice. Ce type de résine en application très mince (épaisseur < 12 mm) offre un support rigide semblable au béton et offre aussi une bonne adhérence entre la dalle et la membrane d'étanchéité qui est installée subséquemment, si la compatibilité est assurée par le fabricant de la membrane.

Correction de relief sur des surfaces d'une dalle neuve

En cas de non-conformité du relief d'une zone de dalle à la suite de la réalisation du test de la tache de sable, l'entrepreneur doit meuler légèrement les aspérités et les arêtes vives sans créer de dépression du béton. Si ces travaux sont insuffisants pour donner un relief conforme, ils sont jugés comme défectueux selon la section 7.10 du CCDG, et l'entrepreneur doit proposer une autre solution.

Le surveillant doit cependant refuser toute correction de dalle neuve nécessitant la pose d'un enrobé à chaud mince avant la pose de la membrane, car cette solution de « rapiéçage à l'enrobé » qui est facile d'application et peu coûteuse à court terme entraîne des délais et des coûts importants lors du remplacement éventuel de la membrane d'étanchéité. Il faut comprendre que cette couche d'enrobé mince peut emprisonner de l'eau souillée de sels qui s'infiltre entre la dalle et la membrane après seulement quelques années, ce qui peut créer des dommages importants à la dalle, à la membrane ainsi qu'à l'enrobé sous la membrane et au-dessus de celle-ci.

Correction de profil et de relief sur des surfaces d'une dalle existante

En cas de non-conformité du profil ou du relief d'une zone de dalle existante, l'entrepreneur doit corriger les surfaces selon les exigences des documents contractuels, de façon à obtenir le profil et le relief requis.

Il doit d'abord meuler les aspérités et les arêtes vives sans créer de dépression du béton et, si cela est insuffisant, combler les creux avec du mortier ou, si le surveillant le demande pour des cas particuliers, avec un enrobé à chaud mince de correction de type EC-10, utilisé comme « rapiéçage à l'enrobé », qui doit être formulé selon la norme 4202 et selon les exigences de mise en œuvre du Ministère. Comme l'indique le CCDG, le surveillant doit déterminer les surfaces à meuler. Aucune surface meulée sans l'autorisation du surveillant n'est payée, cette exigence du CCDG visant à éviter des problèmes additionnels (creux) et toute dérive des quantités à payer.

Puisqu'il est impossible de connaître le relief d'une dalle avant l'enlèvement du revêtement par décapage, le concepteur doit avoir inscrit sur le bordereau la superficie de correction des surfaces estimée à partir, notamment, de l'expertise de la dalle. Le surveillant doit, quant à lui, exiger toutes les corrections requises, même si la superficie des surfaces à corriger dépasse largement celle initialement prévue.

Il faut préalablement nettoyer les surfaces existantes à corriger au mortier ou à l'enrobé de correction mince (EC-10), selon les exigences du CCDG, pour favoriser leur adhérence à un substrat sain et propre.

En remplacement de la solution de correction de profil et de relief de dalle à l'aide d'enrobé de correction mince (EC-10) à installer avant la membrane, le concepteur au devis spécial, ou même le surveillant après l'opération de décapage, pourrait privilégier une correction généralisée du dessus de dalle à l'aide d'un planage fin, communément appelé *microplanage*. Cette approche, qui est assez économique lorsqu'envisageable selon les critères techniques du devis spécial, a l'avantage de permettre de coller la membrane directement au substrat corrigé, ce qui offre une bien meilleure étanchéité et un meilleur comportement de la couche d'enrobé située juste au-dessus.

Correction au mortier

Le mortier est surtout utilisé pour des défauts mineurs de petite surface (ex. : traces de bottes ou de pièces de bois) et de faible profondeur (± 15 à 38 mm). Il est peu utilisé dans les autres situations en raison de son coût élevé au mètre carré, ce qui le rend peu intéressant lorsque l'ampleur des surfaces à corriger est importante, des délais supplémentaires associés à la pose et à la cure ainsi que des risques connus liés à une mauvaise adhérence au béton. Au-delà d'une profondeur de 38 mm, qui est généralement la limitation d'épaisseur maximale en une couche, il faut autant que possible privilégier une réparation de béton en surface ancrée aux armatures existantes.

Un trait de scie de 10 mm doit être réalisé au pourtour des zones à corriger. Il faut ensuite démolir ces zones jusqu'à une profondeur minimale de 15 mm avec un marteau pneumatique manuel d'au plus 7 kg. Les surfaces de béton à conserver doivent finalement être préparées selon les exigences

de l'article 15.4.3.5.1 « Préparation des surfaces à conserver » du CCDG. Ces mesures visent à maximiser l'adhérence du mortier au béton, car l'expérience du Ministère démontre qu'une application trop mince de mortier, soit moins de 15 mm, n'est pas efficace et durable pour la réparation d'une dalle d'un ouvrage d'art.

L'entrepreneur doit utiliser un mortier cimentaire qui développe une résistance suffisante à court terme de manière à réduire le plus possible les délais de cure et de séchage nécessaires avant la pose de la couche d'accrochage de la membrane. Le CCDG exige donc que le mortier choisi acquière une résistance à la compression d'au moins 20 MPa à 24 heures.

Après avoir vérifié la fiche technique du mortier proposé par l'entrepreneur, quant à sa conformité pour la résistance à 24 heures, le surveillant doit s'assurer que le mortier satisfait aux exigences de la norme 3801 « Mortiers cimentaires en sacs » du *Tome VII – Matériaux* de la collection Normes – Ouvrages routiers du Ministère. Plusieurs des mortiers qui respectent cette norme figurent sur la *Liste des matériaux relatifs au béton éprouvés par le Laboratoire des chaussées*, laquelle est disponible sur le site Web du Ministère.

Le béton des surfaces à corriger (substrat) doit avoir une température d'au moins 5 °C avant que le mortier y soit posé. Évidemment, suivant l'application du mortier, ces réparations doivent être protégées du gel pendant au moins 24 heures afin d'atteindre une résistance à la compression d'au moins 20 MPa, comme exigé, et les limitations des produits à utiliser doivent être bien inscrites aux fiches techniques que l'entrepreneur doit soumettre au surveillant. Dans des conditions météorologiques plus froides, souvent entre 5 °C et 10 °C, un mortier spécialement formulé pour une utilisation à basse température doit être utilisé puisque la température du substrat est aussi plus froide.

Compte tenu du manque d'indications précises et des divergences sur le type de cure à réaliser dans le cas de plusieurs mortiers inscrits dans la liste citée précédemment, le CCDG exige que la cure soit effectuée au moyen d'un matériau de cure formant une membrane translucide avec un colorant fugace à base d'eau, et ce, quelles que soient les exigences du fabricant. Un colorant fugace facilite le travail de l'applicateur et du surveillant, qui doit confirmer que la pose est visuellement uniforme et suffisante. De plus, dans ces circonstances, tout matériau de cure formant une membrane de cure doit être à base d'eau, car plusieurs types de mortier peuvent être affectés par des matériaux de cure à base de solvant.

Selon le CCDG, la cure doit être d'une durée minimale de 24 heures; si on tient compte du délai de séchage et de la période sans pluie de 24 heures précédant la pose de la couche d'accrochage de la membrane, la correction des surfaces au moyen de mortier doit donc être finalisée au moins 48 heures avant la pose de cette dernière.

De plus, notons que ce délai minimal de 48 heures n'est valable que si l'entrepreneur a enlevé toute trace du matériau de cure formant une membrane immédiatement après les 24 heures de cure, ce qui permet au béton de suffisamment sécher pendant une autre période de 24 heures sans précipitations juste avant la pose de la couche d'accrochage.

Rappelons aussi que la cure du mortier doit être terminée avant le début du nettoyage complémentaire sur les surfaces d'une dalle existante.

Les surfaces corrigées au moyen de mortier doivent être vérifiées après la cure. Les surfaces qui produisent un son creux lorsqu'elles sont frappées avec un marteau de maçon doivent être démolies et recorrigées. Le surveillant doit être vigilant, car ce problème arrive fréquemment si la quantité de mortier est faible, les surfaces de contact mal préparées ou la cure mal réalisée.

Correction de profil à l'enrobé de correction (EC-10) « rapiéçage à l'enrobé »

La correction à l'enrobé peut être utilisée pour de grandes surfaces de dalle existante en raison de son coût peu élevé, de la rapidité d'exécution et de la bonne adhérence de l'enrobé au béton. Par contre, lorsque c'est possible selon les critères établis au devis spécial, une correction de profil et de relief par planage fin (microplanage) devrait être privilégiée, car cette méthode est beaucoup plus durable que celle à l'enrobé de correction (EC-10) posé avant la membrane. Cette solution par microplanage est également possible seulement si le béton de dalle à couvrir de membrane est, dans l'ensemble, de bonne qualité et qu'un remplacement de dalle n'est pas prévu à moyen terme, soit après 15 ans.

Si la correction à l'enrobé semble être la solution à retenir par le surveillant selon les conditions de dalle en chantier, ce dernier doit cependant consulter le concepteur préalablement à ces travaux pour s'assurer que la structure est en mesure de supporter la charge additionnelle que représente cet enrobé de correction. Il est en effet spécifié au CCDG que l'épaisseur minimale d'enrobé doit être d'au moins 15 mm en tout point. Cette épaisseur est considérable, surtout s'il faut prévoir une surépaisseur additionnelle d'enrobé au-dessus de la membrane pour améliorer un profil longitudinal inadéquat. Normalement, l'épaisseur d'enrobé au-dessus de la membrane devrait varier entre 60 et 70 mm, et toute valeur au-delà de 75 mm sur le tablier (enrobé sous et sur la membrane) doit automatiquement être considérée comme une surépaisseur additionnelle à prendre en compte et à évaluer par le concepteur.

Notons également qu'il n'est pas possible de diminuer l'épaisseur d'enrobé posé au-dessus de la membrane pour ajuster celle de la couche de correction sous la membrane. Pour qu'une membrane d'étanchéité continue de bien adhérer au fil du temps, elle doit être recouverte d'une épaisseur minimale d'enrobé de 60 mm.

Le surveillant doit aussi prendre en compte la présence de joints de tablier, qui compliquent le choix d'utiliser ou non un enrobé de correction sur des surfaces de dalles existantes. Dans ces circonstances, la pose de cet enrobé de correction au droit des épaulements des joints provoquerait inévitablement une réduction de la hauteur libre au droit de ceux-ci pour la pose ultérieure de la membrane et du revêtement d'enrobé de surface. Une telle pratique doit être proscrite puisqu'elle est préjudiciable à très court terme au bon comportement de la couche d'enrobé de surface à proximité des joints et peut causer l'endommagement prématuré de la membrane sous-jacente.

Il est alors envisageable d'employer d'autres solutions, comme celle mentionnée plus haut, soit un microplanage (perte de 5 à 10 mm d'enrobage de béton) sur l'ensemble de la surface de la dalle si les conditions existantes en surface sont déficientes en général, si le contexte s'y prête et si les armatures ne sont pas situées trop près de la surface.

En dernier recours, il est également possible d'employer le mortier, de façon plus localisée, comme matériau de correction, tout en s'assurant de créer un profil de dalle le plus régulier possible afin d'être en mesure de bien y poser la membrane et l'enrobé de surface par la suite. Le surveillant doit donc faire preuve de jugement pour tout à la fois réduire les coûts de correction, préconiser la solution la plus durable possible et ne pas nuire exagérément au confort des usagers.

Dans le cas d'une dalle ayant fait l'objet de réparations de béton (en surface ou en profondeur) avec du mortier, l'entrepreneur est autorisé à poser la correction à l'enrobé après la période de cure de 7 jours des réparations suivie de la réalisation du nettoyage complémentaire sur la dalle sèche et d'une période de 24 heures sans précipitations. La période sans précipitations commence aussitôt après l'enlèvement de toute eau stagnante sur la dalle et, le cas échéant, des matériaux de cure pour les zones de réparation au mortier.

Dans le cas exceptionnel d'une dalle existante n'ayant pas fait l'objet de réparations de béton (en surface ou en profondeur) ni de corrections au mortier, l'entrepreneur est autorisé à poser le liant d'accrochage et la correction à l'enrobé après la réalisation du nettoyage de base et après une période de 24 heures sans précipitations sur des surfaces propres et sèches. Ces délais sont nécessaires pour que soit maximisée l'adhérence de l'enrobé au béton de la dalle.

Compte tenu de la faible épaisseur de la correction à l'enrobé, il est très important de s'assurer que le liant d'accrochage de l'enrobé est appliqué uniformément sur toutes les surfaces pour une adhérence maximale au substrat. Un épandage en peigne ou en bandes non contiguës n'est pas considéré comme un épandage uniforme. Si cela se produit, l'entrepreneur doit ajouter du liant et brosser manuellement l'ensemble des surfaces de façon à ce que du liant d'accrochage se trouve en tout point de la dalle selon le taux de pose exigé. De même, il faut réaliser immédiatement la compaction de l'enrobé de correction au fur et à mesure de son épandage, car, puisqu'il est posé sur une épaisseur très faible, il se refroidit très rapidement, surtout à l'automne, lorsque les conditions sont plus froides. Un enrobé de correction qui refroidit et perd trop de chaleur devient non compactable, donc déficient, ce qui le rend inapproprié pour y poser la membrane ainsi que pour supporter l'enrobé de surface.

La compacité de l'enrobé de correction est obtenue au moyen d'un rouleau à pneus ou combiné (à pneus et à billes d'acier). Le surveillant doit être vigilant au début de la compaction, car l'utilisation d'un rouleau dont les pneus sont froids amène l'enrobé à coller à leur surface. Pour que ce problème soit évité, les pneus peuvent être préalablement réchauffés au moyen d'appareils de chauffage (air chaud) semblables à ceux employés pour le chauffage des abris de bétonnage par temps froid, et la chaleur peut être conservée au moyen de toiles isolantes commercialisées pour cet usage. Il faut absolument interdire à l'entrepreneur d'enduire les rouleaux d'huile à chauffage ou de tout autre produit antiadhésif interdit par le Ministère, car ces substances détériorent l'enrobé et même la membrane d'étanchéité en contact avec ces substances.

Enfin, comme l'exige le CCDG, le surveillant doit veiller à ce que l'entrepreneur n'effectue pas les travaux de pose de l'enrobé de correction en cas de précipitations ou si des probabilités de plus de 30 % et de plus de 1 mm d'accumulation sont prévues dans les 48 heures suivant le début de ces travaux (selon les prévisions du bureau météorologique de la région).

Cette exigence vise à éviter que des précipitations importantes surviennent entre le début de la pose de l'enrobé de correction et la fin de la pose de la membrane d'étanchéité sur cet enrobé. Cela aurait pour effet néfaste d'emprisonner de l'eau sujette au gel-dégel dans l'enrobé de correction et de causer d'autres dommages collatéraux potentiels à la membrane, à l'enrobé de surface et même à la dalle.

Il faut savoir qu'un enrobé correcteur imprégné d'eau, quelle qu'en soit la quantité, peut être assez sec à sa surface pour qu'y soit posée une membrane. Cependant, il faut absolument l'éviter pour ne pas avoir à reprendre tous ces travaux quelques années plus tard. La surface d'un enrobé peut sécher assez rapidement dans des conditions favorables (chaleur, vent, chauffage à air chaud, etc.) même s'il est imprégné d'eau. Le surveillant doit donc être très vigilant à cet égard et s'assurer que l'entrepreneur est en mesure de réaliser tous ces travaux en continu, sans subir de précipitations, du début de la pose de l'enrobé correcteur jusqu'à la fin de la pose de la membrane d'étanchéité. Cela demande une mobilisation coordonnée difficile pour l'entrepreneur puisque ce sont des sous-traitants spécialisés différents qui posent, d'une part, l'enrobé de correction et, d'autre part, la membrane d'étanchéité tout juste après.

10.3.1.3 Pose de la membrane d'étanchéité pour dalle

Une fois terminés le nettoyage et la correction des surfaces, la pose de la membrane d'étanchéité peut commencer. Les étapes de réalisation des travaux relatifs à la membrane sont :

- l'application de la couche d'accrochage;
- la mise en place d'une première bande de membrane aux points bas de la dalle, près des chasse-roues, des trottoirs, des pistes cyclables en surépaisseur au-dessus d'une dalle ou des glissières;
- la pose de la membrane sur l'ensemble de la dalle
- la pose du solin.

a) Délais, période autorisée et conditions météorologiques

Le surveillant doit être présent en tout temps lors des diverses étapes relatives à la pose de la membrane d'étanchéité. D'ailleurs, le fait que le CCDG exige que l'entrepreneur lui donne un avis écrit d'au moins 24 heures pour préciser la date et l'heure de la mise en œuvre constitue une mesure exceptionnelle qui témoigne de l'importance que le Ministère accorde à ces travaux. La présence continue du surveillant est nécessaire, car il doit s'assurer de la qualité des travaux au fur et à mesure que l'entrepreneur progresse dans ses opérations. Il est en effet impossible de vérifier entièrement la qualité des travaux une fois ceux-ci terminés.

Délais pour une dalle neuve

La couche d'accrochage doit être posée après un délai minimal de 14 jours suivant le bétonnage d'une dalle. Ce délai minimal de 14 jours comprend 7 jours de cure du béton suivis d'une période de séchage à l'air libre de 6 jours, avec ou sans précipitations, terminés par une période de 24 heures sans précipitations.

Ce délai peut être réduit si les conditions météorologiques sont favorables. En effet, à la suite de tests de laboratoire, il a été déterminé que la majorité de l'eau libre du béton qui pouvait s'évaporer pendant une période de séchage à l'air libre de 7 jours consécutifs s'était effectivement évaporée après une période de seulement 3 jours consécutifs sans précipitations.

L'entrepreneur est donc autorisé à poser la couche d'accrochage dès la fin d'une période de séchage de 3 jours consécutifs sans précipitations faisant suite à la période de cure de 7 jours du béton de la dalle. La période de séchage commence aussitôt après l'enlèvement des matériaux de cure et de toute eau stagnante sur la dalle. Si la période de séchage est interrompue par un épisode de précipitations, l'entrepreneur doit de nouveau enlever toute l'eau stagnante sur la dalle et attendre la fin d'une nouvelle période de séchage de 3 jours consécutifs sans précipitations. Cependant, pour que les travaux ne soient pas indûment retardés, l'entrepreneur peut procéder à la pose de la couche d'accrochage après une période sans précipitations de 24 heures si un délai de 14 jours s'est écoulé depuis la fin du bétonnage de la dalle.

De plus, puisque la fin de la période de cure des chasse-roues, trottoirs, pistes cyclables en surépaisseur au-dessus d'une dalle et glissières arrive après celle de la dalle, le CCDG exige que la pose de la couche d'accrochage de la membrane ne soit faite qu'après une période de 24 heures sans précipitations suivant la fin de la période de cure de ces éléments. Cette exigence est due au mouillage de la dalle lors de cette cure. À cette étape des travaux, cette période de 24 heures remplace la période de séchage de 3 jours consécutifs sans précipitations.

Tout nettoyage des surfaces d'une dalle au moyen d'eau ou d'abrasif humide, ou tout autre déversement d'eau sur la dalle doivent être considérés au même titre qu'un épisode de précipitations et mettent donc fin à la période sans précipitations en cours.

Par conséquent, le délai le plus court à respecter après la fin du bétonnage de la dalle est de 10 jours. Cependant, l'exigence d'un délai minimal de 24 heures sans précipitations après celui de 14 jours suivant le bétonnage de la dalle peut entraîner des reports supplémentaires.

Important

En aucun cas ces délais minimaux ne devraient faire l'objet d'une dérogation allégée du surveillant, même si l'entrepreneur propose ou réalise des mesures d'humidité du béton en surface d'une dalle neuve à l'aide de moyens non destructifs, comme un équipement Tramex ou l'équivalent.

Résumé des délais à respecter pour une dalle neuve

Couche d'accrochage

Après le bétonnage de la dalle : au moins 14 jours, soit 7 jours de cure suivis de 6 jours de séchage et de 24 heures sans précipitations, soit un minimum de 10 jours s'il n'y a pas de précipitations pendant 3 jours consécutifs après la fin de la cure.

Après le bétonnage des bordures (chasse-roues, trottoirs, pistes cyclables en surépaisseur et glissières) : au moins 7 jours de cure plus 24 heures sans précipitations.

Après le nettoyage des surfaces consécutif à l'enlèvement de l'enrobé temporaire : 24 heures sans précipitations.

Après le nettoyage : moins de 48 heures.

Membrane d'étanchéité

Après la pose de la couche d'accrochage : entre 12 et 24 heures, comme l'exige le CCDG. Toutefois, le délai minimal de 12 heures peut être réduit avec l'autorisation écrite du surveillant si la couche d'accrochage est entièrement sèche au toucher depuis au moins 1 heure sur l'ensemble des surfaces à recouvrir de la membrane d'étanchéité.

Avant la pose de l'enrobé : 3 jours maximum.

Le résumé des délais pour une dalle neuve est présenté à la figure 10.4-1, à la fin de ce chapitre.

Délais pour une dalle existante

Dans le cas d'une dalle ayant fait l'objet de réparations de béton (en surface ou en profondeur), l'entrepreneur est autorisé à poser la couche d'accrochage après une période de 24 heures sans précipitations qui fait suite à la période de cure de 7 jours liée aux réparations. La période sans précipitations commence aussitôt après l'enlèvement des matériaux de cure et de toute eau stagnante sur la dalle.

Dans le cas exceptionnel d'une dalle existante n'ayant pas fait l'objet de réparations, l'entrepreneur est autorisé à poser la couche d'accrochage après une période de 24 heures sans précipitations.

Pour une dalle existante, tout comme pour une dalle neuve, il faut aussi attendre la fin d'une période de 24 heures sans précipitations suivant la cure des chasse-roues, trottoirs, glissières et pistes cyclables en surépaisseur au-dessus d'une dalle. De même, tout nettoyage des surfaces d'une dalle au moyen d'eau ou d'abrasif humide, ou tout autre déversement d'eau sur la dalle doivent être considérés au même titre qu'un épisode de précipitations et mettent fin à la période sans précipitations en cours.

Lorsque la dalle a été corrigée au moyen d'un enrobé à chaud, il faut attendre le refroidissement suffisant de cet enrobé de correction avant de poser la membrane, et ce, pour éviter le ramollissement indu (des ornières, par exemple) de l'enrobé sous l'action des équipements de chauffe utilisés pour la pose de la membrane. L'enrobé de correction (EC-10) compacté est suffisamment refroidi pour ne pas s'endommager sous la circulation d'équipements lorsque sa température de surface est inférieure à la température haute (H) de la classe du bitume utilisé dans la formule de mélange. Comme cet enrobé de correction est posé en couche mince, il refroidit assez vite (quelques minutes à une heure au plus), même en saison estivale chaude. Ainsi, l'entrepreneur ne doit pas retarder indûment les travaux de membrane qu'il peut faire le même jour sous prétexte que l'enrobé est encore trop chaud.

Mentionnons qu'il faut poser la couche d'accrochage de la membrane le plus tôt possible après le refroidissement suffisant de l'enrobé sur des surfaces d'enrobé sèches et propres afin de réduire de façon importante la perméabilité de cet enrobé compacté. Si une pluie abondante survient entre l'étape de la pose de l'enrobé et de celle de la pose de la membrane, cet enrobé est plus vulnérable à une imprégnation d'eau très importante et aux complications qui peuvent s'ensuivre. Il faut donc s'assurer de bien coordonner toutes les opérations de mise en œuvre afin de poser successivement l'enrobé correcteur et la membrane à au plus quelques heures d'intervalle, le tout sans que des précipitations surviennent.

Si du béton contenant 15 % de latex de type XVI-15 a été utilisé pour réparer une dalle, la couche d'accrochage doit être posée après un délai minimal de 72 heures, qui correspond à 24 heures de cure des réparations suivies d'une période de 48 heures sans précipitations suivant l'enlèvement des matériaux de cure et de toute eau stagnante sur la dalle.

Résumé des délais à respecter pour une dalle existante

Correction à l'enrobé

Après le bétonnage des réparations de dalle : au moins 7 jours de cure plus 24 heures sans précipitations.

Couche d'accrochage

Après le bétonnage des réparations de dalle : au moins 7 jours de cure plus 24 heures sans précipitations.

Après le bétonnage des côtés extérieurs, des bordures (chasse-roues, trottoirs, pistes cyclables en surépaisseur et glissières) ou d'un joint de tablier : au moins 7 jours de cure plus 24 heures sans précipitations.

Après la correction avec mortier : au moins 24 heures de cure plus 24 heures sans précipitations.

Après la correction au moyen d'un béton contenant 15% de latex de type XVI-15 : 24 heures de cure plus 48 heures sans précipitations.

Après la correction au moyen d'un enrobé : le plus tôt possible et au plus quelques heures après la fin des opérations de compactage de l'enrobé; les surfaces d'enrobé doivent être propres et sèches.

Après le nettoyage complémentaire : moins de 48 heures.

Membrane d'étanchéité

Après la pose de la couche d'accrochage : entre 12 et 24 heures, comme l'exige le CCDG. Toutefois, le délai minimal de 12 heures peut être réduit si le surveillant l'autorise par écrit et que la couche d'accrochage est entièrement sèche au toucher depuis au moins 1 heure sur l'ensemble des surfaces à recouvrir de membrane d'étanchéité.

Avant la pose de l'enrobé : 3 jours maximum.

Périodes autorisées pour une dalle neuve

Les périodes autorisées au CCDG pour la pose de la membrane d'étanchéité d'une dalle neuve dépendent de l'emplacement géographique du pont : du 15 mai au 1er novembre pour un pont situé dans la zone 1, et du 15 mai au 15 octobre pour un pont situé dans les zones 2 ou 3. Les conditions minimales préalables à la pose exigées dans le CCDG ne sont généralement pas respectées en dehors de ces périodes. Cependant, en présence de conditions météorologiques exceptionnellement favorables, le surveillant pourrait autoriser la pose de la membrane peu après la fin de la période autorisée; cela, bien entendu, à condition que la période où les conditions météorologiques de travaux s'annoncent très favorables soit suffisamment longue pour également faire la mise en œuvre de l'enrobé de surface dans de bonnes conditions.

Le concept des périodes autorisées libère le surveillant d'avoir à porter seul une décision souvent impopulaire tant auprès des autorités du Ministère qu'auprès de l'entrepreneur.

La figure 10.3-1, ci-après, présente la carte utilisée pour diviser le territoire québécois selon les trois zones mentionnées précédemment. C'est celle qui est utilisée pour la gestion des charges en période de dégel. Outre le fait qu'elle est bien connue, son utilisation est très appropriée compte tenu du fait que le dégel est étroitement associé au gel. En effet, une localité sujette à un dégel hâtif (zone 1) subit normalement un gel tardif, alors qu'une autre sujette à un dégel tardif (zones 2 et 3) subit normalement un gel hâtif.

Cette carte ne doit pas être confondue avec celle contenue dans la norme 4202 « Choix des composants – enrobés », utilisée, entre autres, pour la sélection des caractéristiques du bitume. Cette carte comprend, elle aussi, trois zones, qui sont cependant fort différentes de celles employées pour la gestion des charges en période de dégel.

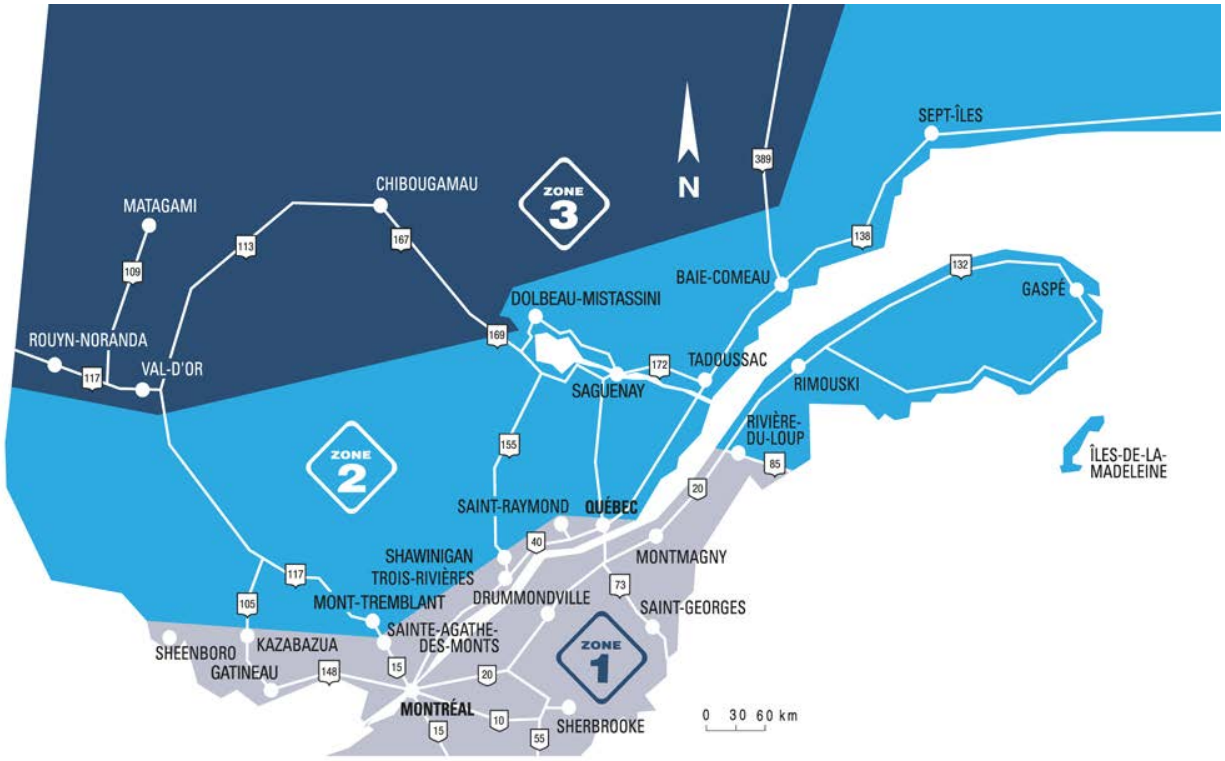


Figure 10.3-1 Zones associées au dégel

Période autorisée pour une dalle existante

Dans le cas d'une dalle existante, l'exigence relative aux périodes autorisées s'applique également, mais de façon indirecte, puisqu'elle est plutôt liée à l'enlèvement du revêtement par décapage. En effet, l'enlèvement de l'enrobé existant ne doit être permis que si la pose de la membrane peut se faire avant la fin de la période autorisée. Cette façon de faire est justifiée car, une fois le revêtement enlevé, il n'est pas sensé de poser un enrobé temporaire sous prétexte que la période autorisée pour l'installation de la membrane est écoulée. Il faudrait alors refaire le nettoyage des surfaces de la dalle, ce qui implique bon nombre de difficultés, entre autres des dommages à la surface de dalle résultant d'un deuxième décapage et nettoyage, une période additionnelle d'entrave à la circulation ainsi que des dépenses inutiles. Il faut donc, une fois le revêtement enlevé, procéder rapidement aux travaux afin de pouvoir poser la membrane et l'enrobé permanent dans des conditions convenables.

Conditions météorologiques

La pose de la couche d'accrochage et celle de la membrane d'étanchéité ne sont permises que si la température ambiante et celle du béton, mesurées à l'ombre, sont supérieures à 5 °C et à la hausse. Il est important que la température soit à la hausse pour éviter d'arrêter les travaux à tout moment.

Le respect des exigences du CCDG relatives aux précipitations est très important, car elles assurent une meilleure adhérence de la membrane au béton. Le surveillant doit s'assurer que les probabilités de précipitations au site des travaux sont très faibles, voire inexistantes, pour la durée de la pose de la membrane. Compte tenu des réticences de l'entrepreneur à cesser les travaux à cause des coûts importants qui y sont associés, il ne faut pas entreprendre les travaux lorsque les conditions météorologiques sont instables, comme c'est souvent le cas par temps chaud et humide avec des orages.

Bien que le CCDG interdise de commencer la pose de la membrane lors de précipitations, il est cependant possible que celles-ci surviennent en cours de pose. Si cela se produit, il faut immédiatement cesser toutes les opérations, de préférence avant même que les précipitations ne débutent, puisqu'il est presque toujours possible de prévoir une averse ou un orage imminent. Mentionnons que le mot *précipitations* inclut la neige fondante et tout apport d'eau accidentel sur la dalle.

b) Couche d'accrochage « liant »

Le rôle de la couche d'accrochage est de pénétrer les pores du substrat, soit le béton ou l'enrobé de correction, pour créer un ancrage solide de la membrane.

La couche d'accrochage doit être posée au moins 12 heures et au plus 24 heures avant l'installation de la membrane. Le délai de 12 heures vise à assurer que la couche d'accrochage est sèche au toucher en tout point de la dalle, particulièrement si le béton de surface comporte quelques petites cavités, ce qui diminue le plus possible le risque d'apparition de poches d'air qui entraîneraient une mauvaise adhérence de la membrane. Ce délai doit être augmenté si, au terme de la période de 12 heures, il reste des zones de dalle où la couche d'accrochage « liant » n'est pas entièrement sèche. Cela se produit surtout lorsque les conditions météorologiques sont défavorables (froides, humides) ou lorsque le relief du béton est plus rugueux.

À l'opposé, lorsque les conditions météorologiques sont plus favorables, soit plus chaudes et sèches, après l'application de la couche d'accrochage, le délai minimal de 12 heures peut être réduit si le surveillant l'autorise par écrit et que cette couche est entièrement sèche au toucher depuis au moins 1 heure sur l'ensemble des surfaces à recouvrir par une membrane d'étanchéité. Le délai de 24 heures est, quant à lui, nécessaire pour que soit le plus possible réduit le salissage de la couche d'accrochage avant la pose de la membrane. Mentionnons qu'un liant n'est pas entièrement sec tant qu'un pouce appliqué avec une forte pression sur la dalle reste taché.

Il faut utiliser la couche d'accrochage spécifiée par le fabricant de la membrane d'étanchéité, mais pas le liant d'accrochage qui sert lors des travaux d'enrobé à chaud. Dans le cas d'une dalle existante, la couche d'accrochage doit être à base d'eau pour ne pas interférer chimiquement avec les traces fines de résidus bitumineux qui peuvent rester imprégnés dans les pores du béton à la suite du nettoyage des surfaces ou, encore, avec l'enrobé de correction employé pour la correction des surfaces de la dalle. Mentionnons que la couche d'accrochage doit également être à base d'eau si la membrane est posée à la suite de l'enlèvement d'un enrobé temporaire mis en place sur une dalle neuve; en effet, il peut aussi rester quelques traces fines de résidus bitumineux une fois le nettoyage de dalle effectué.

La couche d'accrochage est normalement posée au moyen d'un pistolet pneumatique, un peu comme ceux employés pour la peinture pulvérisée. L'entrepreneur doit utiliser les moyens nécessaires afin de protéger contre les éclaboussures les surfaces non recouvertes d'une membrane et les véhicules circulant à proximité. L'utilisation de toiles ou de tout autre matériau approprié peut être requise lorsque la vitesse du vent devient importante. Un équipement d'épandage muni d'une jupe, ou encore un rouleau manuel, peut remplacer les toiles. La pose manuelle au moyen d'un rouleau est cependant exigée en tout temps le long des bordures sur une largeur minimale de 600 mm. Cette pose au rouleau près des bordures vise à éviter que la couche d'accrochage les salisse, puisqu'il est impossible, de bien nettoyer le béton taché de bitume après coup.

Il est important de s'assurer que la couche d'accrochage est appliquée uniformément sur toutes les surfaces; un épandage en peigne ou en bandes non contiguës n'est pas considéré comme un épandage uniforme. Si cela se produit, l'entrepreneur doit ajouter du liant et brosser manuellement l'ensemble des surfaces de façon que la couche d'accrochage se trouve en tout point de la dalle, selon le taux de pose exigé par le fabricant, sans être inférieur au minimum de 0,15 l/m^2 exigé au CCDG, calculé avant l'évaporation du solvant ou de l'eau (taux de pose non résiduel). On contrôle le taux de pose en comparant la quantité de litres de liant utilisée pour couvrir une superficie (m^2) connue de dalle par rapport à celle qui aurait dû être employée (taux de pose exigé multiplié par la superficie). Une trop grande quantité de liant augmente les risques d'apparition de poches d'air sous la membrane, alors qu'une quantité trop faible diminue l'adhérence de la membrane.

Si la couche d'accrochage récemment posée est délavée par la pluie, c'est-à-dire si le bitume est entraîné par l'eau vers les points bas du tablier, il faut refaire la pose de la couche d'accrochage selon les recommandations du fabricant, et ce, après avoir nettoyé les zones de dalle où il y a eu accumulation de liant. Bien qu'il ne soit probablement pas nécessaire de respecter de nouveau un délai de 24 heures sans précipitations, il faut néanmoins consulter le fabricant de la membrane à ce sujet et obtenir des garanties formelles.

c) Membrane d'étanchéité pour dalle

Équipements de pose

Les équipements de chauffe autorisés sont le chalumeau manuel à buse simple utilisé avec des rouleaux de membrane de 8 m de longueur, et un équipement de pose mécanisé à un ou deux rouleaux à la fois, utilisé avec des rouleaux de membrane de 200 m. Ces équipements fonctionnent tous au propane. Les équipements de pose mécanisés sont de deux types, à air chaud ou à buses multiples; ce dernier type comprend généralement un préchauffage à l'infrarouge. Les équipements de pose mécanisés acceptés sont listés dans le devis spécial. Mentionnons que les équipements sont la propriété de firmes spécialisées qui en assurent elles-mêmes le fonctionnement sur le chantier.

L'entrepreneur doit se servir d'un équipement de pose mécanisé lorsque cela est exigé dans le devis spécial, et ce, même pour un tablier en courbe. Pour ce cas très spécifique (en courbe), si l'un de ces équipements standards ne peut poser la membrane à moins de 15 mm des bordures (chasse-roue, glissière, trottoir, etc.), une tolérance additionnelle de 15 mm est alors permise au devis spécial. Toutefois, cet espace libre d'au plus 30 mm doit être comblé par un débordement de bitume Styrène-Butadiène-Styrène (SBS) fondu ayant une épaisseur d'au moins 4,5 mm et provenant de l'application mécanisée

de la première bande de membrane adjacente aux bordures. Par ailleurs, mentionnons que le devis spécial exige que la pose mécanisée de la membrane se fasse au moyen de la Mini-Macaden 1000 sur l'ensemble d'une dalle neuve pour les surfaces inférieures à 200 m^2 avec un DJMA d'au moins 2 500.

Cependant, pour les surfaces supérieures à 200 m^2, lorsque le devis spécial exige une pose mécanisée, l'entrepreneur doit toujours utiliser des équipements standards qui sont plus complets que la Mini-Macaden 1000, parce que cette dernière n'est pas munie d'un système de préchauffe pour la dalle et que le système de marouflage n'est pas aussi efficace que celui de l'équipement mécanisé standard pour bien presser la membrane sur la dalle. Enfin, mentionnons que, pour les autres cas non imposés au devis spécial, le chalumeau manuel seul est utilisé sur les dalles de faible superficie et aux points singuliers, comme le pourtour des drains.

Les avantages associés à un équipement de pose mécanisé standard sont nombreux : absence presque complète des joints transversaux qu'entraîne l'utilisation de rouleaux de 200 m; chauffe plus élevée et plus uniforme; meilleure adhérence découlant du rouleau à marouffler intégré; moins grande sensibilité à un relief de dalle et à des conditions météorologiques marginaux; cadence de pose élevée et, aspect non négligeable, surveillance plus facile. Il est en effet possible d'effectuer la mise en place d'environ 3 000 m^2 de membrane par quart de travail de 10 heures lorsqu'un équipement de pose mécanisé standard à deux rouleaux est utilisé. La surveillance, quant à elle, est plus facile parce qu'il n'y a généralement qu'un seul équipement en marche sur la dalle. Compte tenu de ces avantages, le surveillant doit accepter toute demande de l'entrepreneur visant à employer ce type d'équipement, même si le devis spécial n'en fait pas mention.

Paramètres de soudage

De façon à obtenir en tout temps un filet de bitume fondu d'au moins 20 mm devant le rouleau de membrane et un débordement de bitume entre 20 et 75 mm le long des joints longitudinaux, il faut ajuster les paramètres de soudage en fonction des conditions météorologiques et de l'état des surfaces à recouvrir.

Le paramètre de soudage le plus important est la vitesse de pose. Elle doit être réduite lorsque le relief de la dalle est plus rugueux, la pente transversale prononcée, le vent fort ou la température tout juste au-dessus du minimum requis. En fait, tout manque d'uniformité de la chauffe sur la largeur du rouleau de membrane est une indication sérieuse qu'il faut réduire la vitesse de pose pour respecter les exigences relatives à la présence du filet de bitume fondu et au débordement de bitume d'au moins 20 mm aux joints longitudinaux. À l'opposé, une vitesse beaucoup trop lente, généralement dans des conditions plus chaudes, pourrait faire déborder latéralement une trop grande quantité de bitume (plus de 75 mm), ce qui amincirait inutilement toute la largeur (1 m) de la bande de membrane installée de la sorte et réduirait d'autant son efficacité et sa robustesse.

L'équipement de pose mécanisé employé à une vitesse trop élevée entraîne l'absence partielle ou complète du débordement de bitume d'au moins 20 mm sur le côté haut du rouleau. La pose effectuée au moyen du chalumeau manuel pouvant entraîner un problème similaire, l'opérateur doit ajuster le mouvement de va-et-vient du chalumeau à la base du rouleau afin d'obtenir le filet et le débordement de bitume fondu exigés au CCDG. Pour cela, l'opérateur doit chauffer un peu plus du côté haut du rouleau et du côté d'où provient le vent en variant la distance entre la buse du chalumeau et la membrane, la vitesse de déplacement ainsi que l'orientation et l'inclinaison du chalumeau le long du rouleau.

L'équipement de pose mécanisé standard a une aire de chauffe généralement abritée du vent. Bien que ce soit évidemment avantageux par temps venteux, cela gêne cependant l'observation du filet de bitume fondu devant le rouleau. Dans ce cas, le surveillant peut se limiter à s'assurer qu'il y a débordement du bitume d'au moins 20 mm le long des joints longitudinaux; cette façon de faire est acceptable étant donné que la chauffe ne peut qu'être uniforme sur toute la largeur du rouleau.

Précisons que la vitesse normale de pose de la membrane mise en place au moyen d'un chalumeau manuel se situe aux environs de 2 m/min. Lorsqu'on utilise un équipement de pose mécanisé standard, elle est normalement de 4 à 5 m/min. Dans tous les cas, cette vitesse est moindre lorsque les conditions de chantier sont difficiles (vent, relief, température plus froide, pente importante).

Début de la pose

La pose d'une membrane sur un pont se fait un peu comme celle de bardeaux sur la toiture d'une maison, c'est-à-dire à partir du point bas de la surface à couvrir. La pose doit donc s'effectuer à partir du point bas du profil longitudinal et à partir de chaque point bas du profil transversal, soit généralement au pied d'un chasse-roue, d'un trottoir, d'une piste cyclable en surépaisseur au-dessus d'une dalle, d'une glissière ou d'une bande médiane; le chevauchement des travaux réalisés de part et d'autre du point haut transversal, pour une dalle en couronne (bombement transversal), se fait vis-à-vis de ce dernier. Mentionnons que, pour des travaux en deux ou trois phases d'un tablier en plein dévers (pont courbe), l'ordre d'installation des bandes de membranes devrait, autant que possible, s'exécuter comme suit :

- pour la phase A située du côté bas du dévers, première bande de membrane de la bordure au bas du dévers vers le centre du tablier;
- pour la phase B située du côté haut du dévers, première bande de membrane le plus près possible du centre du tablier vers la bordure au haut du tablier;
- pour un tablier neuf ou un pont neuf, où une petite phase C de raccordement (milieu) de dalle est requise entre les deux premières phases (A et B) préalablement construites, on débute en jointant la première bande de membrane à la dernière bande installée lors de la phase A (bas du dévers), et on remonte transversalement jusqu'à la première bande de la phase B.

Joints transversaux et longitudinaux

La membrane d'étanchéité est fabriquée en laissant une largeur de 75 mm sans gravillons sur un de ses côtés. Cette largeur, située du côté haut de la pente transversale de la dalle, sert surtout de guide pour assurer le chevauchement demandé entre deux bandes de membrane et facilite l'alignement du rouleau lors de la pose.

Il faut décaler les joints transversaux les uns par rapport aux autres de manière à ne pas superposer plus de trois épaisseurs de membrane en un même point. En effet, puisque les joints sont le point faible de tout système d'étanchéité, il est important d'éviter de concentrer tous les joints transversaux au même endroit. Cette pratique permet aussi de conserver le niveau du dessus de la membrane le plus bas possible, ce qui réduit les risques de mauvais profil de l'enrobé. De plus, cela aide à diminuer les risques de bris de membrane lors de l'entretien futur de l'enrobé, notamment par planage.

Les joints longitudinaux mal soudés, c'est-à-dire ne présentant pas de débordement de bitume suffisant, doivent être soudés de nouveau si possible, sinon refaits selon l'ampleur des défauts, avant la pose de la bande de membrane suivante, puisque la chaleur fournie lors de la pose de cette dernière est insuffisante pour corriger un joint effectué sans débordement de bitume.

Pour faciliter la transition de membrane entre deux phases de travaux, l'entrepreneur doit, au moins 14 jours avant le début de la pose de la membrane, soumettre au surveillant un détail de construction pour la jonction de la membrane au droit de chaque jonction entre deux phases. Ce détail de construction doit garantir l'étanchéité et l'adhérence de chacune des phases de membrane entre elles, et permettre d'obtenir une largeur de chevauchement d'au moins 75 mm sur le joint longitudinal tel qu'exigé au CCDG. À titre indicatif, l'entrepreneur peut proposer une étroite lisière de membrane à l'envers, du papier de construction ou tout autre matériel temporaire non adhérent qui peut être déposé en bordure de la dernière bande de membrane posée. Cette façon de faire facilite l'enlèvement localisé du revêtement (l'enrobé du dessus) vis-à-vis du matériau temporaire pour réaliser le chevauchement transversal étanche de la membrane entre deux phases de travaux, et ce, sans endommager la membrane à conserver.

Au détail de construction pour la jonction des membranes à chaque phase, l'entrepreneur doit également s'assurer de montrer la localisation précise de tout joint de phase d'enrobé. Ce dernier devrait se situer aux lignes de marquage, comme l'exige l'article 15.11, « Revêtement en enrobé », du CCDG, mais, si c'est techniquement impossible, le surveillant peut autoriser de le localiser dans une voie de circulation entre deux pistes de roues. Le plus important est de ne jamais le localiser dans une piste de roues, sinon l'enrobé et la membrane vont se détériorer très rapidement le long de ce joint.

Pose manuelle

Le rouleau de membrane est normalement déroulé, aligné et roulé de nouveau des extrémités jusqu'au centre selon l'axe longitudinal de la dalle. L'opérateur se place sur la dalle à recouvrir et recule tout en déroulant le rouleau de membrane. Il peut ainsi voir le filet de bitume fondu et obtenir une pose bien droite ainsi que les chevauchements requis sur toute la longueur du rouleau.

Une première bande de 500 ou de 1 000 mm de large est posée le plus près possible le long des bordures comme les trottoirs, les pistes cyclables en surépaisseur au-dessus d'une dalle, les chasse-roues et les glissières ainsi que les drains. Une distance maximale de 15 mm doit être respectée entre ceux-ci et la membrane. Il est permis d'utiliser une première bande de largeur réduite (500 mm) pour faciliter le travail de pose manuelle près des bordures et minimiser les plis dans la membrane.

Puisqu'il n'est pas possible de maroufler (coller en appliquant une pression au rouleau) une membrane posée manuellement, le surveillant doit être vigilant et contrôler étroitement les travaux, notamment les paramètres de soudage mentionnés précédemment.

Pose mécanisée

L'aire de travail de l'équipement de pose mécanisé doit se prolonger, sur une certaine distance, au-delà des surfaces à recouvrir (ex. : aux approches d'un tablier) pour que l'équipement puisse poser la membrane sur les surfaces situées aux limites du périmètre de pose. Ce prolongement, qui exige, au besoin, la réalisation des approches avant la pose de la membrane, doit être aussi propre que possible pour que les pneus de l'équipement ne se salissent pas lors des travaux et ne contaminent pas la couche d'accrochage déjà sur la dalle prête à recevoir la membrane.

Puisque l'équipement de pose mécanisé ne peut pas s'approcher à moins de 1 m des épaulements de joints surélevés d'un tablier, et pour qu'aucun plissement ne se forme dans la membrane, l'entrepreneur doit utiliser un chalumeau manuel pour terminer le travail. Il doit procéder rapidement, avant le durcissement du bourrelet de bitume fondu laissé sous chaque bande de membrane au départ de la pose par l'équipement près de l'épaulement du joint. En effet, il faut étendre ou enlever très rapidement ce bourrelet de bitume pendant qu'il est encore chaud et malléable afin d'éviter tout relief inapproprié sous la membrane. On complète ensuite la pose de chaque bande de membrane manuellement, jusqu'à l'épaulement du joint. Le surveillant doit, pour plus de détails, se référer aux instructions indiquées précédemment pour la pose manuelle.

Bien que l'efficacité du rouleau à maroufler intégré à l'équipement soit très élevée, il faut prêter une attention spéciale à la lisière de 75 mm de membrane sans gravillons. En effet, le rouleau à maroufler doit avoir la même largeur que la membrane, et la rondelle de rive du rouleau doit servir exclusivement au marouflage de la lisière sans gravillons, puisque cette dernière a une épaisseur plus faible que celle des surfaces avec gravillons attenantes. Un rouleau bien conçu maroufle efficacement la lisière sans gravillons tout en évitant de se salir au contact du bitume chaud qui déborde du joint longitudinal.

Solin

Une fois terminée la pose de la membrane, un solin doit être mis en place le long des bordures. Il faut utiliser le matériau spécifié dans le devis spécial, car il est jusqu'à présent le seul connu à ne pas s'affaisser lors de la pose, ce qui garantit la mise en forme telle qu'elle est exigée au CCDG, tout en n'ayant pas tendance à remonter à la surface de l'enrobé lors de la pose de ce dernier.

Le solin est généralement mis en place au moyen d'outils manuels selon les mêmes restrictions que la membrane d'étanchéité, soit sur des surfaces propres et sèches qui sont à une température ambiante, mesurées à l'ombre, d'au moins 5 °C et à la hausse. Le matériau doit être à au moins 20 °C pour avoir la malléabilité souhaitable lors de la pose. Le solin doit être de forme triangulaire, d'une hauteur minimale de 15 mm et d'une largeur minimale 50 mm. Toutefois, sa largeur ne devrait jamais excéder 75 mm puisque le solin ne doit pas compenser une pose déficiente de membrane le long des bordures.

Compte tenu de la faible épaisseur d'enrobé posé à proximité des drains et du comportement à long terme problématique de l'enrobé près des épaulements des joints de tablier, il ne faut pas qu'un solin soit mis en place près de ces deux types d'éléments. Cependant, suivant la pose de la membrane, si un espace libre (béton de dalle) est présent entre celle-ci et un drain ou un épaulement de joint, il faut le combler au moyen de bitume fondu identique à celui formant la membrane afin

d'éviter la formation d'un vide non étanche à ces endroits cruciaux. Il va de soi que la durabilité de ces éléments ainsi que celle de la dalle sont intimement liées à la qualité du travail d'étanchéité au pourtour ou le long de ceux-ci, puisqu'ils sont très sollicités par l'eau, le gel, la circulation et l'entretien hivernal.

Le surveillant doit veiller à ce que les trous d'évacuation situés sur tous les côtés des drains ne soient pas obstrués, entre autres, par du béton, du bitume fondu de membrane ou le solin pour que les eaux ruisselant à l'interface de la membrane et de l'enrobé s'écoulent librement.

Poches d'air

Le surveillant doit vérifier l'absence de poches d'air sous la membrane. Les poches d'air sont surtout présentes sous une membrane posée au chalumeau manuel à cause principalement du manque d'uniformité de la chauffe et de l'absence de marouflage. Lorsque la membrane est posée au moyen d'un équipement mécanisé, la formation de poches d'air est beaucoup moins fréquente, mais elle est tout de même possible, surtout si la cadence de pose est trop rapide.

Les poches d'air sont définies comme une zone de la membrane qui n'a aucune ou presque aucune adhérence au substrat; elles sont signalées par le gonflement visible ou non de la membrane à cet endroit par rapport aux surfaces environnantes. Les poches d'air d'une membrane posée sur des surfaces de béton peuvent se développer plus facilement lorsqu'elles sont exposées au soleil intense à cause de la vaporisation de l'eau s'échappant du béton et de l'absence du contrepoids d'enrobé avant son application.

La vérification des poches d'air se fait en trois temps. Il faut d'abord vérifier leur présence immédiatement après la pose de la première bande de membrane près des bordures comme les trottoirs, les pistes cyclables en surépaisseur au-dessus d'une dalle, les chasse-roues, les glissières, autour des drains et près des épaulements de joints de tablier. Cette vérification est particulièrement importante pour une dalle existante, compte tenu du relief de la dalle souvent plus rugueux à ces endroits, et surtout lorsque la pose se fait avec un chalumeau manuel. Cette vérification est aussi très importante, autant pour une dalle existante que pour une dalle neuve, aux points bas d'un profil transversal, car cette zone servira à acheminer les eaux souillées de sels de déglaçage aux drains.

La deuxième vérification a lieu immédiatement après la fin de la pose de chaque autre bande de membrane. La troisième vérification devrait se faire moins de 4 heures avant la pose de l'enrobé, surtout si la membrane a été exposée quelques jours à un soleil intense.

Bien qu'il soit parfois possible de vérifier la présence de poches d'air en pressant avec les doigts le dessus d'une surface suspecte de la membrane, il est plus facile de le faire en la frappant doucement avec un marteau de maçon. La méthode est identique à celle employée pour sonder le béton, puisqu'elle associe une poche d'air à un son creux caractéristique. Il est possible de repérer de cette manière des surfaces de très petites dimensions. Comme pour la vérification du béton, une chaîne peut aussi être utilisée par le surveillant pour couvrir de grandes surfaces. Une fois une zone suspecte repérée, il suffit de finaliser le travail à l'aide d'un marteau de maçon. Une peinture en aérosol est couramment utilisée pour marquer le contour des poches d'air et des zones qui semblent potentiellement problématiques après l'examen par percussion (chaîne).

Comme il n'est pas rare de relever quelques défauts de manque d'adhérence (poches d'air) après la pose de la membrane d'étanchéité, l'entrepreneur doit fournir l'accès et prévoir le temps requis au surveillant afin de lui permettre de faire les contrôles visuels de la qualité de la pose et les examens par percussion (chaîne et marteau de géologue) de toute la surface de la membrane. Ce contrôle de la qualité sur la membrane doit se faire en deux temps, soit le jour de sa pose et juste avant la pose de l'enrobé lorsque ces travaux ne sont pas exécutés le même jour.

Toutes les déficiences (décollement « poches d'air », déchirement, salissage, etc.) rapportées par le surveillant à l'entrepreneur lors du ou des contrôles de la qualité doivent être corrigées, tel qu'exigé au CCDG et à la satisfaction du surveillant avant que l'entrepreneur ne soit autorisé à procéder aux travaux d'enrobé (liant d'accrochage et enrobé) sur la membrane. Les poches d'air doivent être réparées conformément aux exigences spécifiques du CCDG. Il est important de les repérer et de les faire réparer, même celles de petites dimensions, puisqu'elles constituent autant d'amorces à la formation de plus grandes poches d'air.

Comme cela a été mentionné précédemment, même si la formation de poches d'air est plus fréquente sur des membranes posées manuellement, il faut aussi vérifier les membranes posées au moyen d'un équipement mécanisé. Un mauvais ajustement des buses de chauffage ou même le bris d'une de ces buses lors de la mise en œuvre sont possibles, ce qui entraîne la présence de poches d'air longilignes suivant le sens des rouleaux.

Plissements

Le surveillant doit vérifier la présence de plissements sur la membrane d'étanchéité. Cette vérification est plus facile à faire que celle concernant les poches d'air, puisqu'ils sont très visibles. Les plissements sont définis comme une zone de membrane non lisse. Mentionnons que l'adhérence de la membrane est particulièrement faible au droit des plissements.

La vérification des plissements devrait se faire en continu durant la pose de la membrane et doit se faire immédiatement après la fin de ces travaux. Il faut prêter une attention spéciale aux surfaces près des drains et des joints de tablier ainsi que sur les dalles en courbe. Comme les poches d'air, les plissements doivent aussi être réparés conformément aux exigences spécifiques du CCDG.

Circulation de chantier

Le surveillant doit s'assurer de faire respecter les exigences du CCDG, qui stipule qu'il faut interdire toute circulation de véhicules sur la membrane, même ceux utilisés par l'entrepreneur, jusqu'à la mise en place de l'enrobé à chaud. Cette restriction ne s'applique pas aux équipements ou véhicules strictement consacrés à la mise en œuvre de la membrane et de l'enrobé, mais leurs roues doivent être soigneusement nettoyées avant qu'ils puissent y circuler. Toutes ces mesures visent à éviter de salir ou d'endommager la membrane.

Drain d'interface

Dans le cas d'un pont neuf ayant des drains d'interface, le surveillant doit s'assurer, après la pose de la membrane et avant celle de l'enrobé, que l'entrepreneur a percé la membrane au droit des drains d'interface et qu'il a enlevé tous les débris ou tout le bitume qui auraient pu y pénétrer. Mentionnons qu'un drain d'interface est prévu sur le tablier en amont d'un joint de tablier d'une culée galerie pour évacuer l'eau circulant à l'interface de la membrane et de l'enrobé; sans ce drain, l'eau s'accumule près du joint, ce qui va endommager de façon prématurée l'enrobé, la membrane et la dalle sous-jacente.

10.4 MEMBRANE D'ÉTANCHÉITÉ POUR JOINTS

Compte tenu de son usage, la membrane d'étanchéité pour joints doit être mise en place avec précaution. Dans le cas des joints de dalle sur culée (entre le dessus du garde-grève et le dessous de la dalle) et des joints d'articulation des portiques (entre la semelle et la béquille), la membrane lisse (sans gravillons) sert à empêcher le collage du béton de deux éléments du pont. Il faut alors s'assurer que la membrane est bien mise en place sur les surfaces indiquées aux plans, qu'elle adhère correctement pour ne pas se déplacer jusqu'à la fin du bétonnage du deuxième élément de pont et qu'elle ne présente aucun pli susceptible de nuire au mouvement relatif entre les éléments de pont.

Toutefois, dans le cas où la membrane sert à étancher des joints ou des fissures, il faut lui porter autant d'attention qu'à la pose de la membrane d'étanchéité des dalles. Il faut, entre autres et au besoin, retirer à l'aide d'un jet d'eau sous pression ou d'un jet d'abrasif sec le matériau de cure de la surface où la membrane d'étanchéité pour joints doit être collée.

Le surveillant doit se référer au CCDG, à la section 10.3 de ce chapitre, qui porte entre autres sur la couche d'accrochage de la membrane d'étanchéité pour dalle, ainsi qu'à la fiche technique du fabricant pour connaître les exigences (conditions météo, température, propreté des surfaces, etc.) et les précautions à prendre relativement à la pose de la couche d'accrochage de la membrane d'étanchéité pour joints.

Le délai après le bétonnage sur place d'éléments et avant la pose de la couche d'accrochage et de la membrane d'étanchéité pour joints est le même que celui indiqué précédemment pour la membrane d'étanchéité pour dalle, à savoir 14 jours (soit 7 jours de cure du béton et, après l'enlèvement complet des matériaux de cure, 6 jours de séchage à l'air libre suivis, finalement, d'au moins 24 heures sans précipitations) ou minimalement 10 jours (soit 7 jours de cure du béton et, après l'enlèvement complet des matériaux de cure, au moins 3 jours [72 heures] consécutifs sans précipitations).

Toutefois, pour la pose sur des éléments préfabriqués en béton, le délai n'est que de 24 heures sans précipitations sur des surfaces exemptes de matériaux de cure ou de toute eau stagnante, puisque la cure de ces éléments est alors terminée depuis quelque temps.

Comme pour la membrane d'étanchéité pour dalle, il faut aussi enlever les poussières et les débris immédiatement avant la pose de la membrane d'étanchéité pour joints au moyen d'un jet d'air, comme l'exige le CCDG. Bien que le CCDG autorise le jet d'eau sous pression, l'utilisation d'un jet d'air a l'avantage de ne pas nécessiter un délai d'attente supplémentaire (séchage) de 24 heures entre les étapes du nettoyage et de la pose de la membrane. Pour le jet d'air, il faut utiliser un matériel muni d'un filtre qui capte l'huile pour favoriser l'adhérence de la membrane; une façon simple de vérifier l'absence d'huile est de diriger le jet sur un chiffon blanc.

Immédiatement avant chaque étape de pose de la couche d'accrochage au béton ou lors de l'application d'une bande de membrane sur une autre déjà posée, l'entrepreneur doit chauffer les surfaces à recouvrir au moyen d'un chalumeau au propane. Ce préchauffage est requis afin d'enlever toute trace d'humidité qui pourrait nuire à l'adhérence entre les deux matériaux à coller. Dans le cas particulier d'une membrane appliquée sur une autre, cela est nécessaire pour bien les fusionner ensemble. Par contre, pour ce dernier cas, il faut préchauffer le bitume de la première

membrane modérément, en prenant soin de ne pas l'altérer, juste avant la pose de la deuxième bande par-dessus. Cette préchauffe, bien que beaucoup moins prononcée que celle demandée pour la membrane d'étanchéité des dalles, demeure importante : le surveillant doit donc s'assurer qu'elle est exécutée avec le plus grand soin.

Finalement, il faut rappeler, comme l'explique la section 10.1 de ce chapitre, que seules les membranes d'étanchéité pour joint en feuilles préfabriquées d'au moins 2,5 mm d'épaisseur et qui sont conformes à la norme 3701 sont autorisées par le Ministère.

La figure 10.4-1 illustre les étapes ainsi que les délais exigés pour la mise en œuvre de la membrane d'étanchéité pour dalle et du revêtement en enrobé sur une dalle neuve.

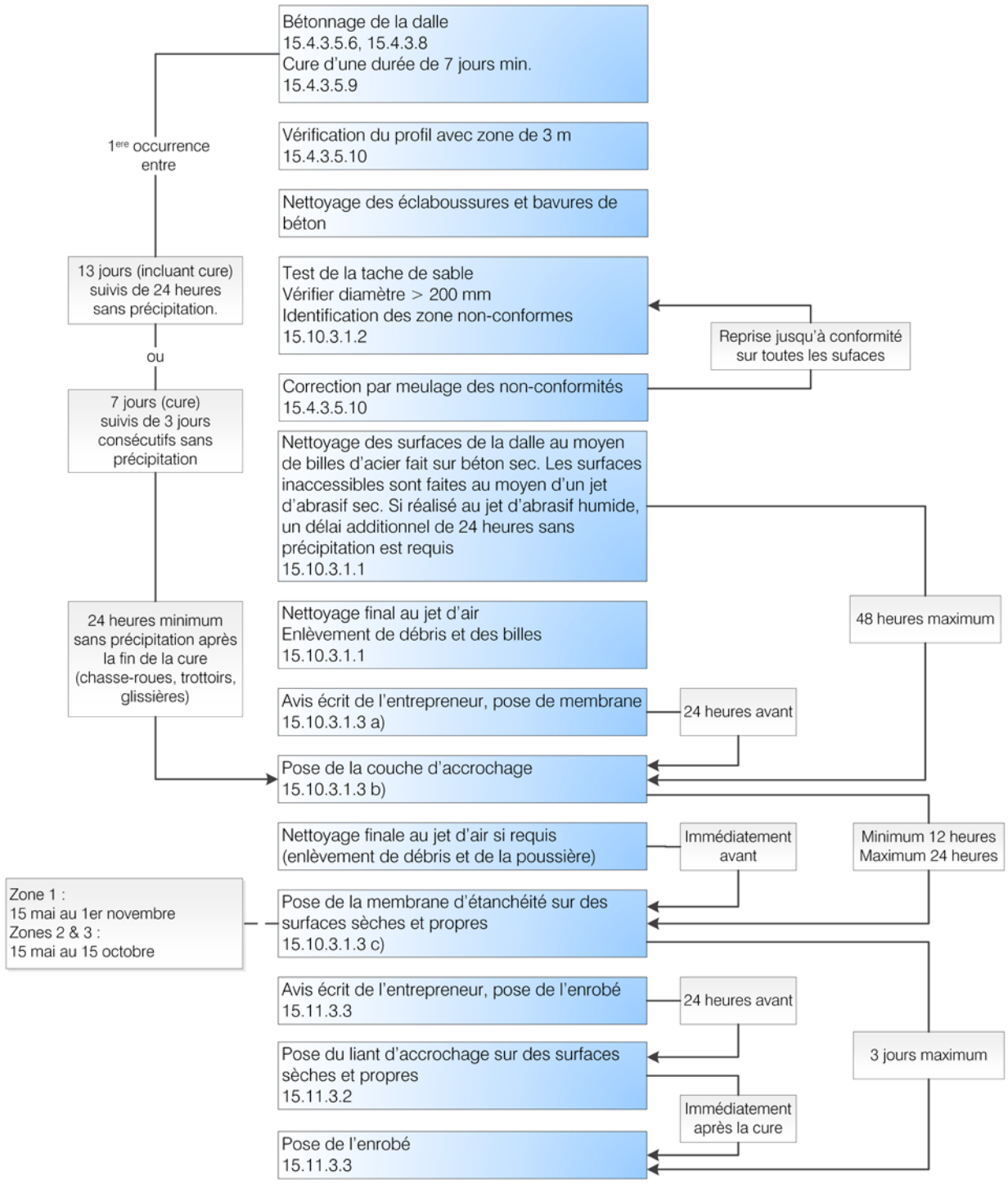
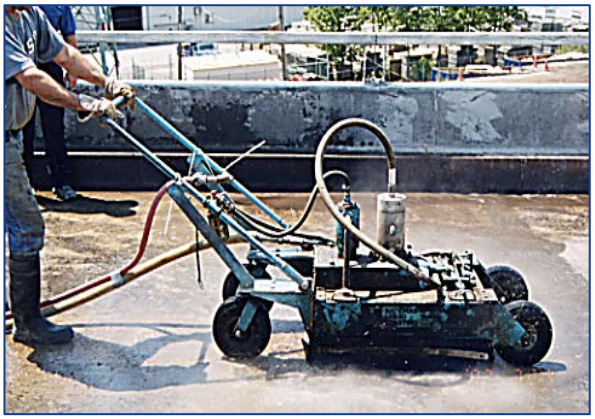


Figure 10.4-1 Étapes et délais pour la mise en œuvre de la membrane d'étanchéité pour dalle et du revêtement en enrobé sur une dalle neuve

PHOTOGRAPHIES

MEMBRANE D'ÉTANCHÉITÉ



Nettoyage de base d'une dalle existante (eau haute pression).



Réalisation d'une tache de sable.



Mesure de la tache de sable.



Nettoyage d'une dalle neuve (billes d'acier).



Sablage manuel près des drains.



Petit équipement de pose mécanisé utilisé près des bordures.



Chalumeau à buse simple, pose manuelle.



Équipement de pose mécanisé.



Vérification de l'adhérence de la membrane (chaîne).

CHAPITRE 11

REVÊTEMENT EN ENROBÉ

TABLE DES MATIÈRES

INTRODUCTION 11-1

11.1 MATÉRIAUX 11-2

11.2 ASSURANCE DE LA QUALITÉ 11-3

11.3 MISE EN ŒUVRE 11-4

11.3.1 Préparation de la surface déjà recouverte d'enrobé 11-4

11.3.1.1 Travaux de décapage 11-5

11.3.1.2 Correction par planage 11-7

11.3.2 Liant d'accrochage 11-10

11.3.3 Enrobé préparé et posé à chaud 11-12

11.3.3.1 Mise en place de l'enrobé sur une dalle existante 11-18

11.3.3.2 Mise en place de l'enrobé sur une nouvelle dalle 11-24

PHOTOGRAPHIES 11-27

INTRODUCTION

L'enrobé constitue le type de revêtement le plus utilisé sur les routes du Québec : environ 95 % du réseau routier québécois est en effet recouvert d'un enrobé préparé et posé à chaud. Les dalles de pont, quant à elles, sont presque toutes recouvertes d'enrobé, qui offre une surface de roulement confortable et facilement remplaçable.

Le chapitre 13, « Revêtement de chaussée en enrobé », du *Cahier des charges et devis généraux – Infrastructures routières – Construction et réparation* (CCDG), qui régit la préparation des surfaces, le liant d'accrochage ainsi que l'enrobé préparé et posé à chaud, est mieux adapté aux routes. C'est la section 15.11, « Revêtement en enrobé », du CCDG et le devis spécial qui couvrent plus particulièrement la mise en œuvre de l'enrobé au-dessus d'un ouvrage d'art. Cette section renvoie, au besoin, aux articles pertinents du chapitre 13, tels que ceux relatifs à la formulation, à la fabrication et au contrôle de la qualité des enrobés ainsi qu'à la mise en œuvre en général. Elle couvre également l'enlèvement de l'enrobé par décapage sur un pont existant ou sur une dalle neuve si un enrobé temporaire a été appliqué.

Puisque les enrobés sur les ouvrages d'art ne représentent qu'une infime partie du tonnage annuel d'enrobé utilisé au Québec, il est facile de comprendre pourquoi les surveillants affectés aux ponts ne sont pas considérés comme des experts dans ce domaine. Chaque direction générale territoriale a cependant un répondant dans le domaine des enrobés qui a pour mandat de rester à l'affût des nombreux changements qui surviennent chaque année dans ce champ d'activité. Ce répondant doit être consulté avant la réalisation du revêtement d'un pont et il doit être invité au besoin sur le chantier pour aider le surveillant.

Le surveillant doit toutefois avoir les connaissances de base dans le domaine des enrobés, puisqu'il conserve la responsabilité technique de son chantier. Cette base technique doit lui permettre de jouer un rôle actif sur le chantier, de comprendre les problèmes qui peuvent survenir ou surviennent au cours de la réalisation des travaux et même de proposer des solutions. Mentionnons que la Direction générale du laboratoire des chaussées (DGLC) offre du soutien technique en surveillance ainsi que des cours visant à fournir au surveillant des connaissances plus approfondies sur les enrobés.

Le principal défi de l'entrepreneur concernant la réalisation de travaux adéquats de revêtement en enrobé consiste à composer avec des conditions météorologiques parfois défavorables. En effet, les travaux se font habituellement en fin de saison, au moment où pluie et basses températures sont fréquentes. De plus, comme ces travaux se réalisent en un court laps de temps et que le surveillant a de nombreuses autres obligations, leur importance peut être à tort minimisée.

Les travaux de revêtement en enrobé doivent être exécutés par un sous-traitant spécialisé dans le domaine; idéalement, il s'agit d'une entreprise bien établie, à qui le Ministère confie aussi la pose de l'enrobé sur la route située de part et d'autre du pont dans le cadre de travaux routiers. Puisque le Ministère n'a aucun contrôle sur le sous-traitant qui est désigné par l'entrepreneur, ce dernier peut parfois mandater un sous-traitant qui ne fabrique pas lui-même les enrobés. Dans ce cas, il faut s'assurer que le fabricant sait que les enrobés sont destinés aux ouvrages d'art du Ministère et qu'ils

doivent être conformes à ces exigences particulières. Avant le début des travaux, tous les intervenants impliqués dans les travaux de revêtement d'enrobé devraient participer à une rencontre spéciale, ou de démarrage, pour passer en revue certaines des exigences du Ministère et les particularités du projet.

Une section « Photographies » est incluse à la fin du présent chapitre pour illustrer certaines notions ou certains éléments présentés ci-après.

11.1 MATÉRIAUX

Liant d'accrochage

Le liant d'accrochage proposé par l'entrepreneur doit être conforme aux exigences de la section 13.2 « Liant d'imprégnation ou d'accrochage » du CCDG.

Le liant à utiliser est une émulsion de bitume, c'est-à-dire à base d'eau. Il ne faut pas employer un liant à base de bitume fluidifié, qui pourrait causer des dommages à la membrane d'étanchéité, réduire l'adhérence entre la membrane et l'enrobé, et produire un saignement. Un saignement se produit lorsque le liant remonte au travers de l'enrobé, ce qui peut, selon l'ampleur, affecter la capacité et la durabilité de ce dernier. De plus, un liant à base de bitume fluidifié peut être dangereux à manipuler et dommageable pour l'environnement. C'est, entre autres, la raison pour laquelle le CCDG interdit son utilisation, que ce soit pour les ouvrages routiers ou les ouvrages d'art.

Lorsque les conditions météorologiques sont difficiles, comme c'est souvent le cas au printemps et à l'automne, des liants plus adaptés peuvent être utilisés. La partie 11.3.2 « Liant d'accrochage » du présent chapitre fournit de l'information à ce sujet.

Enrobé préparé et posé à chaud

L'enrobé préparé et posé à chaud doit être conforme aux exigences de la section 13.3 « Enrobé préparé et posé à chaud » et de la section 15.11 « Revêtement en enrobé » du CCDG ainsi qu'à celles du devis spécial relatives, entre autres, aux types et aux propriétés de mélanges à employer. Il doit aussi respecter certaines particularités touchant sa mise en œuvre et le contrôle de la qualité.

Mentionnons toutefois une restriction importante concernant l'enrobé utilisé sur les structures, à savoir l'interdiction d'utiliser des scories d'acier comme granulats, principalement à cause du poids supplémentaire qui en résulte sur l'ouvrage.

Les propriétés du mélange s'appliquent aux granulats (propriétés intrinsèques et de fabrication), au bitume (classe de performance) et, s'il y a lieu, au mélange lui-même (essai d'orniérage, par exemple). Ces propriétés dépendant d'un certain nombre de variables, notamment du type de route (régionale, nationale et autoroute), du volume de circulation (DJMA) et de la situation géographique de l'ouvrage d'art, le surveillant ne doit accepter aucune modification à ces propriétés sans avoir d'abord consulté le concepteur.

Un bon enrobé doit être flexible, stable, durable, peu glissant et confortable tout en étant maniable et compactable lors de sa pose. Comme le béton, l'enrobé est un mélange de granulats maintenus ensemble par un liant : du ciment pour le premier et du bitume pour le second. Les deux mélanges contiennent des vides qui jouent un rôle fondamental en ce qui concerne la durabilité, notamment la résistance aux cycles de gel-dégel.

Les deux matériaux sont affectés par leur environnement : le béton est sensible à l'humidité et aux chlorures, tandis que l'enrobé réagit aux températures extrêmes et aux rayons ultraviolets; les deux matériaux sont sensibles aux cycles de gel-dégel. Alors que le béton est un matériau rigide, l'enrobé bitumineux est un matériau flexible qui se déforme sous les charges importantes.

L'enrobé préparé et posé à chaud étant très sensible aux variations de fabrication, la différence est faible entre un produit performant et un nettement déficient.

11.2 ASSURANCE DE LA QUALITÉ

L'assurance de la qualité relative aux matériaux doit être faite, notamment, selon les prescriptions du *Guide de surveillance – Chantiers d'infrastructures de transport* et du *Guide d'assurance de la qualité – Enrobés à chaud*.

La Direction générale du laboratoire des chaussées a publié le *Guide technique sur la mise en place des enrobés bitumineux (édition 2009)*; même si ce document concerne essentiellement les projets routiers, le surveillant doit le consulter parce que c'est un complément indispensable du présent chapitre et qu'il est de sa responsabilité d'en faire appliquer les bonnes pratiques.

Le contrôle de la température du mélange, tant à la centrale d'enrobage qu'au chantier, est essentiel à la réussite du revêtement. La température maximale du mélange est inscrite sur l'attestation de conformité du bitume utilisé à la centrale d'enrobage; il faut la respecter pour ne pas endommager le bitume du mélange. Bien que la température de surface de l'enrobé puisse être établie au moyen d'un thermomètre infrarouge, un thermomètre à tige est plus efficace pour la mesurer au cœur du mélange.

Le contrôle de réception de la compacité d'un enrobé posé sur un ouvrage d'art diffère un peu de celui qui est appliqué sur les routes : la réévaluation de la compacité doit être prioritairement faite au moyen d'un nucléodensimètre avec lecture en transmission directe (grâce à l'insertion de la tige du nucléodensimètre dans le revêtement). Cette pratique vise à éviter de prélever des éprouvettes par forage (des carottes), car cela endommage la membrane d'étanchéité et le béton sous-jacent.

Il faut se référer à la norme LC 26-510 « Détermination de la masse volumique *in situ* des enrobés à l'aide d'un nucléodensimètre » pour plus d'information sur la manière d'utiliser le nucléodensimètre à transmission directe. Il faut forer un trou de 52 mm de profondeur et de 19 mm de diamètre dans le revêtement pour insérer la tige et procéder avec précaution pour éviter d'endommager la membrane d'étanchéité. Les trous doivent ensuite être comblés par un mastic de bitume en cartouche qui résiste au passage répété des véhicules.

Par ailleurs, si la moyenne initiale de la compacité du lot est inférieure à 90 %, le surveillant peut, selon les différentes options de la méthode d'essai LC 26-510, la réévaluer au moyen d'éprouvettes prélevées par carottage, conformément aux exigences de l'article 15.11.2.1 « Contrôle de réception » du CCDG.

Lors du prélèvement des éprouvettes par carottage, les trous résultant de cet échantillonnage doivent faire l'objet d'une réparation conformément à la section portant sur les trous de carottage dans l'enrobé sur le tablier d'un ouvrage d'art de la méthode LC 26-610 « Obturation des trous pratiqués dans un revêtement routier ».

Mentionnons que l'exigence minimale de compacité est de 92 %, ce qui est moins élevé que celle utilisée pour les routes, de 93 %, puisqu'il n'est pas permis d'utiliser des rouleaux vibrants sur les dalles d'ouvrages d'art. L'exigence maximale de 98 % correspond à celle des routes. Contrairement aux exigences du CCDG, lorsque le devis spécial l'exige, l'enrobé doit être compacté au moyen de rouleaux oscillants. Dans ce cas, lorsque la mise en place d'enrobé s'effectue sur une dalle sur poutres, le mode oscillant doit être utilisé pour la portion d'enrobé située entre les axes des poutres de rive seulement. À l'extérieur des poutres de rive, dans la portion de la dalle en porte-à-faux, le compactage doit se faire sans oscillation, c'est-à-dire en mode statique. Comme les dalles minces en porte-à-faux sont plus flexibles et vulnérables en ce qui a trait à la fissuration, le mode oscillant y est interdit.

11.3 MISE EN ŒUVRE

11.3.1 Préparation de la surface déjà recouverte d'enrobé

Les surfaces d'une dalle déjà recouverte d'enrobé doivent être préparées selon le procédé indiqué dans le devis spécial : par décapage ou par correction par planage.

Le surveillant ne doit pas hésiter à intervenir pour faire cesser les travaux dès que la membrane d'étanchéité à conserver ou le béton de la dalle sont endommagés. Bien que l'entrepreneur soit tenu de réparer à ses frais les dommages ainsi causés, le surveillant doit être vigilant afin de les limiter. Il est en effet beaucoup plus facile de prendre les précautions requises pour diminuer le plus possible les dommages que de réparer correctement ceux qui ont été faits. Le béton désagrégé qui est enlevé en même temps que le revêtement ne doit évidemment pas être considéré comme un dommage imputable à l'entrepreneur.

Correction du profil à l'approche

La préparation de la surface aux approches d'un pont s'étend souvent sur plusieurs mètres, et cette valeur est généralement fixée dans le devis spécial. La correction du profil à l'approche vise à harmoniser les profils longitudinaux des approches avec ceux du pont pour que l'effet des impacts de véhicules sur le tablier du pont soit le plus faible possible. Il ne faut pas hésiter à augmenter la longueur de la correction aux approches si cela est nécessaire à l'obtention de profils satisfaisants.

Il faut accompagner cette correction du profil à l'approche de l'ajustement des glissières des approches afin de respecter les exigences des normes. Le surveillant peut se référer au chapitre 9 « Équipements » de ce manuel pour plus d'information à ce sujet. De plus, il faut prévoir le rechargement des accotements à la suite du pavage des approches.

Remplissage des excavations

Les approches d'un pont existant ont souvent un profil inconfortable, que le pont ait ou non un joint de tablier. À la suite du remplacement d'un joint de tablier ou de la réalisation d'un joint dalle sur culée, un remplissage d'excavation mal réalisé est souvent la cause d'un profil inconfortable, car le remblai a tendance à s'affaisser avec le temps. La façon simple d'éviter ce problème est de suivre soigneusement les exigences du CCDG concernant le remplissage des excavations, notamment celles relatives à l'épaisseur maximale de chaque couche de granulats et à la compacité à obtenir. Il faut être particulièrement vigilant lorsque la culée n'a pas de dalle de transition. Le surveillant peut se référer au chapitre 2 « Fondations » de ce manuel pour plus d'information à ce sujet.

En règle générale, le remplissage des excavations requis pour différents travaux de réparation de la chaussée à l'approche d'une structure devrait se faire à l'aide d'un matériau granulaire. Cependant, pour des travaux mineurs d'excavation à réaliser, comme le remplacement d'un joint de tablier à une culée ou d'un joint dalle sur culée et la réfection des côtés extérieurs, le remblai sans retrait comme matériau de remplissage peut être envisagé et spécifié au devis spécial.

Le remblai sans retrait est un matériau de remblayage autocompactant de très faible résistance à la compression (de l'ordre de 0,3 à 0,8 MPa à 28 jours) assez liquide et à prise rapide. C'est un mélange composé de gros granulats et de granulats fins avec très peu de ciment, qui présente une très grande fluidité et dont la fabrication est contrôlée en usine. Sa mise en place se fait directement à partir d'un camion malaxeur, et il est très difficile à pomper; selon le mélange, cela peut même être impossible. On l'utilise surtout lorsqu'il est difficile de compacter efficacement un matériau granulaire dans un endroit plus restreint ou en sous-œuvre, et pour remblayer rapidement de petites excavations ou des affaissements mineurs, etc. La mise en place de ce type de remblai peut se faire lorsque la température ambiante est d'au moins 5 °C, sur un fond d'excavation et des parois excavées non gelés. Une fois en place, il a une perméabilité et une résistance au gel semblables à celles de la pierre concassée. Une fois durci, il présente une compacité de l'ordre de 95 % du Proctor modifié, ce qui lui confère une assise stable; il est possible de l'excaver assez facilement même après plusieurs années en place.

Le remblai sans retrait est efficace pour réduire à long terme l'affaissement de l'approche. Son utilisation doit être autorisée seulement si les conditions du fond et des parois d'excavation favorisent un drainage rapide de l'eau qui est contenue dans le mélange et en est libérée lorsqu'il est mis en place.

En ce sens, lorsqu'une dalle de transition est présente aux approches, il ne faut pas l'utiliser pour un remplissage d'excavation réalisé au-dessus de cette dernière : l'effet potentiel de confinement risque fort d'entraîner une mauvaise évacuation des eaux contenues dans le remblai sans retrait.

11.3.1.1 Travaux de décapage

Les travaux de décapage consistent à enlever l'enrobé et la membrane d'étanchéité sur la structure ainsi que l'enrobé à ses approches, et l'enrobé temporaire mis en place sur une dalle neuve.

Le surveillant ne doit pas autoriser les travaux de décapage sur une dalle, ou l'une de ses parties lorsque les travaux sont réalisés en phases, si l'entrepreneur n'est pas en mesure de poser la nouvelle membrane d'étanchéité et le nouvel enrobé à l'intérieur des périodes spécifiées au CCDG.

Il faut délimiter au préalable la zone à décaper au moyen de traits de scie. La profondeur du trait de scie dans l'enrobé doit être limitée à 20 mm au-dessus de la dalle de tablier et à 50 mm sur les approches. Cette délimitation des travaux vise à éviter que de l'enrobé soit enlevé sur le bord d'une voie adjacente ouverte à la circulation. Elle contribue aussi à l'obtention d'un joint longitudinal rectiligne et durable à la jonction entre deux phases. Il en est de même pour un joint transversal placé entre la jonction de la correction du profil à l'approche et la route située au-delà.

Lorsque cela est nécessaire, il peut être avantageux de réaliser le décapage par temps frais, durant la nuit par exemple, parce que l'adhérence du revêtement à la membrane et au béton de la dalle est alors moins grande.

À l'étape du décapage, même si les résidus incrustés dans des cavités ou dans des trous de faibles dimensions du béton de la dalle sont souvent impossibles à déloger, ceux qui sont déposés au fond de dépressions causées par des marques de pieds, des pièces de bois ou autres devraient être enlevés au moyen d'outils manuels.

La surface de béton, une fois les travaux de décapage terminés, doit être exempte de matières étrangères, c'est-à-dire de matières autres que cimentaires. Même si l'on peut penser que les matières étrangères laissées en place seront enlevées lors du nettoyage de base mentionné au chapitre 10 « Membrane d'étanchéité pour dalle et membrane d'étanchéité pour joints » du présent manuel, il faut maximiser l'enlèvement de ces matières lors du décapage, car les équipements utilisés pour le nettoyage des surfaces sont moins efficaces pour enlever des résidus d'une certaine épaisseur. Seul un film de bitume sous forme de traces non mesurables, impossible à soulever avec un couteau ou autre objet pointu, est toléré sur la dalle une fois le décapage terminé.

Les matériaux provenant du décapage doivent être retirés du tablier du pont ou d'un autre type d'ouvrage d'art au fur et à mesure de l'opération. Il est en effet contre-indiqué ou même interdit selon l'article 6.11 « Utilisation des ouvrages d'art » de les empiler compte tenu du poids important que cela représente, surtout au centre des travées.

Matériel utilisé pour le décapage

L'équipement utilisé pour le décapage doit être d'une masse totale en charge inférieure à 23 t et ne doit jamais excéder la capacité affichée du pont correspondant à un camion à deux essieux. L'équipement le plus employé pour le décapage est la pelle hydraulique.

Dans le cas d'un pont ayant une capacité réduite avec affichage ou lors de travaux, il appartient à l'entrepreneur de trouver une méthode de travail appropriée afin d'éviter d'endommager le système structural. Il existe sur le marché de petits équipements qui peuvent être utilisés à cette fin; il faut alors prévoir un peu plus de décapage manuel.

L'équipement utilisé ne doit pas endommager le béton de la dalle. Outre la masse totale en charge de l'équipement, limitée à 23 t, l'entrepreneur doit aussi choisir avec soin le godet entrant en contact avec le béton. De façon générale, le godet doit être suffisamment étroit pour que le revêtement soit enlevé par cisaillement sans que le béton de la dalle soit endommagé. Le godet « lisse » le plus utilisé n'a pas de dents, mais un godet avec des dents auquel est soudée une plaque en acier peut également être employé.

Le décapage par planage est interdit en raison du profil irrégulier du dessus du béton des dalles existantes et de l'épaisseur d'enrobé souvent très variable sur ces dalles; il est en effet très difficile pour le planeur de ne pas entrer en contact avec le béton de la dalle. En plus des dommages occasionnés au béton, des armatures de la dalle situées près de la surface peuvent aussi être endommagées. Conséquemment, cette pratique a pour effet de diminuer l'épaisseur souvent trop faible de l'enrobage de béton au-dessus des armatures et d'augmenter substantiellement les besoins de correction de la dalle avant la pose de la membrane d'étanchéité.

11.3.1.2 Correction par planage

La correction par planage consiste à enlever la partie supérieure du revêtement en enrobé; cette correction est effectuée dans le contexte de l'entretien du revêtement d'un pont, souvent lors d'un projet de resurfaçage de la route sur laquelle il est situé. Bien que le resurfaçage d'une route se fasse fréquemment par ajout d'enrobé, il est souvent impossible de faire de même sur un pont en raison du poids additionnel que cela représente et de la présence des joints de tablier, qui ne doivent être ni rehaussés ni recouverts.

Il faut réaliser les travaux sans toucher à la membrane d'étanchéité, dont l'intégrité doit être préservée. Bien que l'épaisseur moyenne d'enrobé à enlever soit mentionnée au devis spécial, il est fortement recommandé de procéder au préalable à un relevé de l'épaisseur du revêtement sur l'ensemble du tablier et de s'assurer que cette information est transmise à l'opérateur du planeur. Les zones de dalle les plus sujettes à l'endommagement sont celles du centre des travées datant de plusieurs années, car elles présentent fréquemment une cambrure résiduelle vers le haut en raison du peu d'attention portée, dans le passé, au respect du profil longitudinal lors de leur construction.

Bien que le concepteur ait normalement dû s'assurer de faire réaliser un relevé de l'épaisseur du revêtement et du profil de la dalle, l'utilisation d'un planeur peut être complexe avec certaines réalités du terrain, comme des épaisseurs très variables d'enrobé sur l'ouvrage avec un profil de dalle assez irrégulier. Il faut alors aviser le concepteur et envisager, en complément du planage, une correction à l'enrobé sur certaines zones de dalle lorsque requis. En effet, il faut éviter de planer trop profondément à certains endroits et empêcher que le mandrin du planeur endommage les éléments à conserver, comme la membrane d'étanchéité et le béton de la dalle.

Le CCDG exige que la correction rétablisse les profils transversal et longitudinal de façon à ce qu'après la pose d'une couche de surface d'enrobé d'épaisseur constante, les profils soient les plus acceptables possibles. Il n'est pas question ici d'exiger des profils parfaits, comme pour une dalle neuve, mais d'obtenir un profil transversal suffisant pour assurer le drainage efficace des eaux de ruissellement et un profil longitudinal le plus confortable possible tout en respectant le niveau des joints de tablier existants et la capacité structurale du pont.

La correction par planage est réalisée selon les exigences du CCDG et celles qui suivent :

– Près d'un joint de tablier, le planeur de faible largeur doit circuler selon l'axe du joint pour ne pas endommager les épaulements de béton ou d'acier. Les plus grandes précautions doivent être prises pour que le mandrin du planeur n'entre pas en contact avec les épaulements du joint. Si cela arrive et que l'épaulement est réparable, il faut le réparer selon les techniques présentées dans le *Manuel d'entretien des structures* du Ministère. Il est à noter qu'une réparation sommaire réalisée au moyen de mortier cimentaire ou d'enrobé est interdite.

- Les zones inaccessibles au planeur de faible largeur doivent être traitées au moyen d'outils manuels. Ces zones doivent être réduites au minimum, car il est difficile de conserver l'intégrité de la membrane d'étanchéité dans ces circonstances. L'enrobé de rapiéçage existant sur les épaulements en béton des joints de tablier doit aussi être enlevé au moyen d'outils manuels. Afin de protéger les épaulements des joints de tablier contre tout dommage causé par des équipements de chantier ou par les usagers, on doit procéder au planage du revêtement à proximité des joints juste avant la pose du nouveau revêtement. Si cela n'est pas possible, l'entrepreneur doit prendre les précautions nécessaires pour protéger les épaulements des joints de tablier contre toute circulation pouvant les endommager. Soulignons que les épaulements sont très vulnérables aux impacts et à l'épaufrure de leurs arêtes, surtout s'ils sont en béton. Il est conseillé de mettre des pièces de bois ou de l'enrobé temporaire près des joints. Il ne faut pas oublier qu'il est beaucoup plus facile de protéger les épaulements de cette façon que de réaliser une réparation durable sur ceux-ci. Dans le cas des épaulements en béton, il ne faut jamais réparer un éclatement de béton au moyen de mortier, mais plutôt effectuer une réparation avec coffrages sans surépaisseur.
- L'enrobé qui se désagrège facilement à la suite du planage, ou qui a une faible adhérence avec l'enrobé sous-jacent, avec la membrane d'étanchéité ou le béton de la dalle, doit être enlevé par décapage, y compris une zone de 600 mm tout autour. Cette situation se présente souvent autour des drains, près des joints de tablier ou des bordures (chasse-roues, glissières, trottoirs et pistes cyclables en surépaisseur), c'est-à-dire aux endroits où les sollicitations de trafic ou les contraintes environnementales sont les plus grandes. En présence d'une membrane d'étanchéité en bon état, il faut procéder avec précaution au décapage pour éviter de l'endommager. Il est inapproprié de laisser en place de l'enrobé peu adhérent, car il compromet la durabilité du nouveau revêtement.
- Les surfaces décapées doivent être rapiécées, et l'enrobé de rapiéçage, compacté et refroidi avant la pose du nouvel enrobé. Procéder en même temps au rapiéçage et à la pose du nouvel enrobé en une seule opération est interdit, car le passage répété de véhicules lourds entraîne des dépressions sur le revêtement en surface en raison de la postcompaction de certaines zones localisées plus épaisses qui sont moins bien compactées.
- Pour des raisons de sécurité, le planage doit être effectué de manière à ce que l'écoulement des eaux puisse se faire en tout temps vers les drains, surtout pour les dalles ou parties de dalle sur lesquelles la circulation est rétablie immédiatement après le planage. Pour ce faire, il faut effectuer le planage en prenant soin de ne pas faire d'encaissement entre les passages du planeur. Il faut aussi s'assurer que les drains du tablier ont des ouvertures sur leurs côtés destinées à l'évacuation des eaux. S'il n'y a pas d'ouvertures, le surveillant doit s'assurer que l'entrepreneur en réalise à l'aide d'une méthode qui n'endommage pas les drains, l'enrobé, la membrane (le cas échéant) ni même la dalle.

Le balayage des surfaces doit être fait le plus tôt possible après le passage du planeur pour que soit facilité l'enlèvement des résidus bitumineux laissés sur place. On utilise un balai motorisé de capacité suffisante pour déloger tous les résidus; un balayage manuel est nécessaire pour les zones inaccessibles au balai motorisé.

Matériel utilisé pour la correction par planage

Comme exigé à l'article 13.1.2, « Matériel », du CCDG, le matériel utilisé pour la correction par planage, sur une route ou un ouvrage d'art doit permettre d'obtenir une surface planée présentant un plan régulier sans déformation, une texture uniforme et une profondeur relative des stries inférieure à 8 mm. Il doit être pourvu d'un appareil de contrôle automatique des profils avec une erreur admissible de plus ou moins 3 mm.

La masse totale en charge de l'équipement utilisé pour le planage doit respecter les exigences de la section 15.11 « Revêtement en enrobé » du CCDG. Elle doit être, entre autres, inférieure à 32 t, en incluant le poids maximal de l'eau contenue dans le réservoir, et, si le pont est affiché, la charge maximale permise est celle de la capacité affichée du pont correspondant au camion à deux essieux. Cette limitation vise à éliminer les équipements les plus lourds employés pour les travaux routiers tout en autorisant une bonne proportion de ceux qui sont requis. La limitation de la masse totale en charge à 32 t est basée sur une analyse des configurations d'essieux usuelles de ce type d'équipement.

Il faut refuser toute demande de l'entrepreneur d'utiliser un équipement plus massif. Il convient aussi de préciser que, même si la masse totale en charge supérieure à 23 t est permise pour ces équipements, les limitations de la section 6.11 du CCDG demeurent valides pour les autres types d'équipements de chantier.

Certains planeurs comportent des mandrins de plus faible largeur (environ 1 m). Ce type d'équipement peut être utile à un planage précis et rapide aux abords des bordures, comme les glissières, et des joints de tablier. Lorsque le planage à effectuer comporte beaucoup de ces zones, le surveillant peut inviter l'entrepreneur à utiliser ce type d'équipement plus petit.

Cependant, si le poids du planeur ayant un mandrin de 1 000 mm excède la capacité affichée du pont, il faut vérifier les exigences que le concepteur a indiquées au devis spécial. Elles peuvent être de deux ordres : soit le planeur doit avoir un poids plus modeste, qui respecte la capacité affichée du pont, soit l'entrepreneur doit fournir une note de calcul détaillée (selon la norme CSA S6 « Code canadien sur le calcul des ponts routiers ») signée par un ingénieur et démontrant que les efforts engendrés par le planeur dans le tablier sont inférieurs à ceux d'un chargement correspondant au camion indiqué sur l'affichage. Ces exigences sont dues à la masse très compacte des planeurs et à la nécessité de diminuer les vibrations transmises au tablier.

Dans le cas d'un joint de tablier, il est aussi demandé d'enlever le convoyeur arrière du planeur afin de s'approcher le plus près possible des obstacles que sont les côtés extérieurs du pont et les dispositifs de retenue « glissières de chantier » temporaires lors de travaux en phases. On diminue ainsi le plus possible l'ampleur des zones à corriger au moyen d'outils manuels.

Mentionnons que le surveillant doit interdire à l'entrepreneur d'utiliser une pelle hydraulique rétrocaveuse pour gratter la partie supérieure du revêtement. Cette pratique entraîne la plupart du temps l'enlèvement de l'enrobé sur sa pleine épaisseur, ce qui endommage la membrane d'étanchéité et la dalle.

11.3.2 Liant d'accrochage

Le liant d'accrochage a pour fonction d'améliorer l'adhérence de l'enrobé au substrat et entre les différentes couches du revêtement, le cas échéant. Une bonne adhérence réduit aussi l'infiltration de l'eau aux interfaces des couches d'enrobé et à l'interface avec la membrane d'étanchéité, ce qui favorise une plus grande durabilité du revêtement.

Le liant doit être posé au moyen d'une rampe distributrice fixée à l'arrière d'un camion-citerne muni d'un débitmètre; il faut utiliser une lance d'épandage manuelle pour les endroits plus difficiles d'accès. L'entrepreneur doit protéger contre les éclaboussures les surfaces non recouvertes d'enrobé (p. ex. : bordures) et les véhicules circulant à proximité. L'utilisation de toiles ou de tout autre matériau approprié peut être requise lorsque la vitesse du vent devient problématique. La pose manuelle au moyen d'un rouleau est fortement recommandée le long des bordures sur une largeur minimale de 600 mm.

La pose du liant d'accrochage doit respecter les exigences du CCDG, dont les principales sont les suivantes :

- Il faut poser du liant d'accrochage sur la membrane et, dans le cas d'une dalle existante, aussi sur la couche de correction à l'enrobé mise au-dessus de la membrane (taux de pose de bitume résiduel : 0,20 l/m^2). Le liant d'accrochage posé sur la couche de correction à l'enrobé est nécessaire pour que les deux couches d'enrobé soient le mieux possible collées, comme c'est le cas pour les travaux routiers.
- Il faut s'assurer de la propreté des surfaces à recouvrir, surtout près des bordures et des joints de tablier, puisque les saletés s'y accumulent facilement et rapidement. La pose du liant doit donc se faire sur des surfaces propres et sèches.
- La pose du liant doit être effectuée dans un délai de 16 heures avant la pose de l'enrobé pour que les surfaces recouvertes de liant ne se salissent pas entre ces deux opérations. Mis à part les finisseuses et les camions utilisés pour la mise en œuvre et la livraison de l'enrobé, aucun véhicule ne doit circuler sur les surfaces recouvertes de liant. De plus, les pneus et chenilles de ces équipements autorisés doivent être soigneusement nettoyés immédiatement avant qu'ils y circulent pour ne pas affecter la capacité d'adhérence du liant (salissure) ni d'abîmer la membrane d'étanchéité (ce qui est encore plus grave).
- Les taux de pose mentionnés précédemment sont des taux de bitume résiduels, c'est-à-dire qu'ils ne prennent pas en compte l'eau contenue dans le liant. Il faut donc les calculer en tenant compte de la part d'eau contenue dans l'émulsion, et consulter le certificat de conformité du fabricant du liant pour connaître ce pourcentage d'eau. Ce certificat de conformité doit respecter les exigences de la norme 4105 « Émulsions de bitume » du *Tome VII – Matériaux* de la collection Normes – Ouvrages routiers du Ministère. Il est important de s'assurer que le liant est appliqué uniformément sur toutes les surfaces; un épandage en peigne ou en bandes non contiguës n'est pas considéré comme un épandage uniforme. Un taux de pose trop faible ou trop élevé nuit à la qualité du lien. S'il est trop faible, l'entrepreneur doit ajouter du liant et brosser manuellement l'ensemble des surfaces de façon à ce que du liant d'accrochage se trouve en tout point de la dalle selon le taux de pose exigé. S'il est trop élevé, il est recommandé, sans tarder, d'étendre à la brosse le liant des zones en ayant reçu trop vers les zones périphériques. L'entrepreneur et le surveillant doivent contrôler le taux de pose en analysant la quantité de liant utilisée pour couvrir une superficie connue de dalle.

- Le surveillant doit également veiller à ce que le liant soit appliqué sur le bas des bordures comme les chasse-roues, les glissières, les trottoirs et les pistes cyclables en surépaisseur au-dessus d'une dalle ainsi que sur les drains, les épaulements des joints de tablier et au droit des joints longitudinaux froids du revêtement d'enrobé. On peut utiliser un pinceau pour éviter de salir les surfaces environnantes devant rester intactes.
- L'entrepreneur doit attendre la rupture complète et en général aussi le mûrissement complet du liant avant de procéder à la pose de l'enrobé, sauf lorsque les conditions météorologiques sont défavorables, comme cela est indiqué plus loin dans ce chapitre. Le mûrissement (cure) du liant est terminé lorsqu'un pouce fermement appuyé sur la surface n'est pas taché.
- Il est interdit de poser du liant lors de la mise en place de l'enrobé temporaire d'une dalle neuve afin de faciliter l'enlèvement de celui-ci et le nettoyage de la dalle le printemps venu.

Mentionnons que la pose du liant d'accrochage est obligatoire, même si certains fabricants de membranes mentionnent, dans leurs fiches techniques, que ce n'est pas absolument nécessaire lorsque la température de l'enrobé excède un certain seuil. Selon le Ministère, les allégations de ces fabricants sont difficilement vérifiables, et la gestion de ce paramètre est très difficile au chantier.

Conditions météorologiques

Il n'y a aucun problème à utiliser une émulsion de bitume comme liant lorsque les exigences minimales de température ambiante de l'article 13.3.4 « Mise en œuvre » du CCDG sont respectées. Toutefois, si la température est trop froide pour qu'une émulsion de bitume soit posée, il faut attendre une fenêtre météorologique favorable avant sa pose.

On ne doit surtout pas remplacer le liant avec émulsion de bitume par un liant de bitume fluidifié, car ce dernier est interdit au CCDG et présente de très forts risques d'endommager la membrane d'étanchéité et même l'enrobé, comme mentionné au début de ce chapitre. Il faut donc examiner les autres solutions possibles avant de prendre une décision.

On peut envisager la possibilité d'utiliser une émulsion à rupture rapide ou de mettre en place de l'enrobé même si le liant n'est pas complètement curé (mûri), mais sa rupture doit au moins avoir eu lieu; en effet, il est possible de procéder à la pose de l'enrobé dès que la rupture du liant est faite. Cette dernière est obtenue lorsque toute l'eau s'est séparée du bitume, ce qui est constaté par le changement de couleur de celui-ci (du brun au noir mat). Le temps nécessaire à la rupture dépend de la quantité d'eau dans le liant, de la température ambiante et du taux d'humidité ambiant.

Des produits d'entreprises comportant ou non un rupteur, dont certaines propriétés ne respectent pas la norme 4105 du Ministère, ont déjà été utilisés avec succès pour des travaux réalisés tardivement en saison, même lorsque les conditions météorologiques ne respectaient pas les exigences du CCDG. Le surveillant doit consulter le répondant du domaine des enrobés de sa direction générale territoriale avant d'autoriser l'entrepreneur à procéder avec ce genre de produits et, le cas échéant, voir au respect intégral des indications figurant à la fiche technique du produit employé.

11.3.3 Enrobé préparé et posé à chaud

Les exigences de l'article 13.3.4 « Mise en œuvre » du CCDG relatives à la mise en place des enrobés sur les routes s'appliquent aussi aux ouvrages d'art. Il existe cependant une différence très importante en ce qui concerne le compactage de l'enrobé; en effet il est interdit d'utiliser sur les structures l'option vibration des gros équipements, comme des rouleaux, qui servent à compacter l'enrobé mis en place sur les routes.

Cette exigence vise à éviter des dommages au système structural des ouvrages d'art comme les tabliers de ponts. Lorsque le devis spécial l'exige, le compactage doit se réaliser avec un rouleau oscillant. Au besoin, on enlève l'option oscillation au-dessus des dalles de ponts en porte-à-faux, car celles-ci sont plus flexibles et vulnérables à la fissuration sous ce mode de compactage de l'enrobé. Il faut être très vigilant sur ces points, car les opérateurs ne connaissent pas toutes ces exigences ou peuvent oublier de désactiver l'option vibration ou oscillation lors des passages des rouleaux entre les approches routières et un ouvrage d'art.

Lorsque les travaux de construction ou de réparation d'un pont sont réalisés en plus d'une phase, les exigences du CCDG stipulent que le revêtement (enrobé) doit être mis en place avant le début des travaux sur une autre phase.

En effet, en l'absence de joints de tablier, l'entrepreneur peut vouloir réaliser la membrane et le revêtement d'enrobé en une seule phase à la fin des travaux; il faut cependant respecter les exigences du CCDG afin d'éviter la contamination du béton de la dalle par la circulation, notamment par les matières huileuses difficiles à enlever par la suite. Le problème de glissance par temps pluvieux lié à des surfaces de béton très lisses incompatibles avec la sécurité des usagers justifie également la position du Ministère. Effectuer la membrane et le revêtement au fur et à mesure de la réalisation de chacune des phases des travaux permet généralement d'en réaliser une bonne partie par de meilleures conditions météorologiques que si l'on procède à sa totalité à la fin des travaux, surtout en fin de saison (automne).

Il faut poser l'enrobé sur des surfaces sèches et propres afin de ne pas diminuer son adhérence à la membrane d'étanchéité ou à une couche d'enrobé sous-jacente déjà en place.

Matériel utilisé pour la pose de l'enrobé

On utilise sensiblement les mêmes types d'équipements (moins de 23 t) que pour les travaux réalisés sur les routes sans véhicule de transfert des matériaux (VTM), beaucoup trop lourd et compact (deux essieux très proches) pour les ouvrages d'art, en particulier pour les tabliers de ponts. Le poids des équipements utilisés ne doit pas cependant excéder la capacité affichée du pont, qui correspond à un camion à deux essieux. Il faut que la largeur des finisseuses soit d'au moins 3 m pour que la pose (profils) soit uniforme et que le nombre de joints longitudinaux soit moindre. La largeur de 3 m exclut les rallonges vibrantes et chauffantes que l'on trouve sur la plupart des finisseuses; notons cependant que l'entrepreneur peut utiliser ces rallonges lors des travaux.

La mise en place de l'enrobé se fait uniquement au moyen de finisseuses; le recours à la pose manuelle d'enrobé localisée est strictement limité aux endroits inaccessibles. Le pourtour des drains et, dans le cas d'une dalle existante, le biseau formé par la finisseuse et un joint de tablier en biais lors de la pose d'une couche de correction à l'enrobé sont deux exemples types de pose manuelle d'enrobé, faute d'autres solutions.

Dans le cas du resurfaçage effectué à la suite de la correction du revêtement par planage, le devis spécial exige que toute finisseuse soit équipée d'un système fonctionnel de contrôle électronique des profils (longitudinal et transversal) dont les lectures permettent d'assurer les corrections au profil longitudinal et de maintenir les pentes transversales requises. Ce système de contrôle électronique permet d'éliminer les défauts de profil localisés et d'atténuer ceux de plus grande portée. Mentionnons que cet accessoire (contrôle électronique) ne devrait pas être très utile dans le cas d'une dalle neuve, puisque les profils de celle-ci se doivent d'être adéquats selon les exigences. De même, pour une dalle existante où l'enrobé a été décapé jusqu'au béton, ce système de contrôle électronique ne peut pas se substituer au relevé d'arpentage de dalle exigé pour rectifier son profil avant de procéder à la pose d'une correction à l'enrobé (première couche).

Les finisseuses doivent avoir une masse totale en charge qui ne doit pas excéder la plus faible valeur entre 28 t et, le cas échéant, la capacité affichée du pont correspondant au camion à deux essieux. La limitation de la masse totale en charge à 28 t est basée sur l'analyse des configurations usuelles d'essieux de ce type d'équipement. Il faut refuser toute demande de la part de l'entrepreneur d'utiliser un équipement plus massif. Il convient aussi de préciser que, même si une masse totale en charge supérieure à 23 t est permise pour ces équipements, les limitations de la section 6.11 « Utilisation des ouvrages d'art » du CCDG s'appliquent aux autres types d'équipements de chantier.

Le CCDG pose également d'autres conditions à l'utilisation des finisseuses sur les ouvrages d'art pour éviter une surcharge de ceux-ci. Ainsi, chaque finisseuse doit être accompagnée d'un seul camion, ce qui a pour but d'éviter une longue file de camions en attente sur le tablier du pont, et donc un chargement potentiellement très lourd dans le cas de ponts à plusieurs travées ou de ponts très longs. Il faut aussi éviter que deux finisseuses avancent de front (côte à côte) sur le pont, ce qui pourrait créer une surcharge localisée trop importante. Le CCDG exige donc de maintenir une distance libre minimale de 20 m entre deux finisseuses. Notons que, cette distance s'appliquant entre les finisseuses, il est possible d'avoir un camion dans cette distance libre de 20 m. Cette distance de 20 m représente un compromis entre les exigences de chargement sur les structures (d'un point de vue structural, une plus grande distance aurait été souhaitable) et les exigences de température pour le joint longitudinal de l'enrobé (pour maintenir la température optimale, une distance plus rapprochée aurait été souhaitable). Le surveillant doit donc être vigilant quant au respect de cette distance libre minimale et au respect des exigences de température au joint longitudinal.

Bien que la compacité de l'enrobé soit assurée en partie par la finisseuse, elle doit absolument être complétée par l'utilisation de rouleaux statiques. En effet, soulignons que c'est durant cette dernière opération que le revêtement acquiert les caractéristiques nécessaires à sa durabilité, d'où l'importance d'une utilisation adéquate des rouleaux. Les rouleaux statiques et oscillants utilisés selon les exigences du CCDG et du devis spécial pour l'oscillation peuvent être à cylindres d'acier, à pneus ou combinés (acier-pneus). La masse minimale des rouleaux compacteurs est fixée à 10 t, avec un maximum fixé à 23 t, sans toutefois excéder la capacité affichée du pont, le cas échéant. L'exigence touchant la masse minimale de 10 t s'impose puisque, entre autres, la seule façon de vérifier la compacité de la couche de correction à l'enrobé d'une dalle existante est de fixer le nombre de passages d'un rouleau de masse déterminée, comme l'exige le CCDG. Le nombre de rouleaux nécessaires au compactage est proportionnel au nombre de finisseuses utilisées et au rythme de livraison de l'enrobé au chantier.

Les rouleaux à pneus ou combinés (acier-pneus) sont généralement employés pour des couches d'épaisseur variable comme celles de correction, tandis que les rouleaux à cylindres d'acier sont plutôt utilisés pour des couches d'épaisseur relativement uniforme, comme celles de surface. Il n'est cependant pas interdit d'employer les rouleaux à pneus ou combinés pour la compaction des couches de surface, et il est même souvent requis d'employer conjointement tous ces types de rouleaux pour certains travaux.

À ce sujet, la section « Matériel » du devis spécial peut exiger, selon les travaux à réaliser, l'emploi d'au moins un rouleau à pneus en plus des rouleaux à cylindres d'acier, pour que l'enrobé soit mieux compacté. Plus de détails sur ces rouleaux pneumatiques sont donnés dans la section 11.3.3.1 « Mise en place de l'enrobé sur une dalle existante » du présent chapitre. Mentionnons que ce type de rouleau à pneus est utilisé couramment dans certaines directions générales territoriales pour les ouvrages d'art d'envergure ou lorsqu'un pont, même de peu d'envergure, fait partie d'un contrat de réfection de l'enrobé de la route, puisque l'ampleur des travaux permet aux pneus de se réchauffer. Cette utilisation est alors un atout important pour l'obtention de meilleures compacités sans emploi de la vibration, surtout avec certaines formulations d'enrobés actuels, plus raides.

Délais et conditions météorologiques

Le surveillant doit être présent en tout temps lors des diverses étapes relatives à la pose de l'enrobé. D'ailleurs, l'exigence du CCDG selon laquelle l'entrepreneur doit lui donner un avis écrit d'au moins 24 heures pour préciser la date et l'heure de la mise en œuvre de l'enrobé est une mesure exceptionnelle qui témoigne de l'importance que le Ministère accorde à ces travaux. La présence continue du surveillant est nécessaire, car il doit s'assurer de leur qualité au fur et à mesure que l'entrepreneur progresse dans ses opérations. Il est en effet impossible de vérifier entièrement la qualité des travaux une fois ceux-ci terminés.

La température des surfaces à recouvrir doit être suffisamment élevée pour favoriser la mise en place appropriée du revêtement. Elles doivent être sèches, propres et non gelées. Une température trop basse affecte la durabilité du revêtement en diminuant l'adhérence de celui-ci au substrat et en réduisant considérablement le temps de compactage ainsi que la compacité du mélange. Le CCDG précise les exigences de température minimale à respecter.

Par temps froid, il ne faut pas surchauffer l'enrobé à la centrale d'enrobage, puisque cela nuit à l'intégrité du mélange. Il faut cependant s'assurer que les camions transportant l'enrobé sont munis d'une bâche de qualité et étanche, de façon à ce que les pertes de chaleur soient les plus faibles possibles durant le transport. Il est aussi recommandé d'employer des camions avec une benne chauffante combinée à une bâche de qualité pour ralentir encore plus les pertes de chaleur lors du transport, surtout pour les longues distances et les chantiers urbains (trafic intense). La bonne coordination du rythme de livraison de l'enrobé avec la vitesse de mise en place au chantier permet de limiter les pertes de chaleur du mélange. Toutes ces mesures sont habituellement suffisantes pour que soit respectée la diminution maximale de 15 °C de la température du mélange permise à l'article 13.3.4.1 du CCDG; sinon, le surveillant doit consulter le répondant en enrobé de sa direction générale territoriale.

Il peut être très difficile par temps froid de compacter adéquatement un enrobé contenant du bitume polymère, comme les mélanges contenant les bitumes PG 64-34 et PG 58-40, notamment après le 1er octobre. Il est alors recommandé de procéder au compactage de l'enrobé immédiatement

derrière la finisseuse. Tout retard peut entraîner de sérieux problèmes sur la durabilité du revêtement, qui aura tendance à développer rapidement des ornières. Rappelons que la solution de remplacement à cette exigence, pour une dalle neuve, est de poser un enrobé temporaire directement sur la dalle neuve et de reporter la pose de la membrane ainsi que celle du revêtement permanent au printemps suivant.

Enfin, rappelons qu'il est interdit de mettre en place l'enrobé lorsqu'il pleut ou que la surface est sale ou détrempée.

Protection de la membrane d'étanchéité

Pour que l'intégrité de la membrane d'étanchéité soit préservée, il est primordial que le surveillant s'assure que l'entrepreneur vérifie la propreté des pneus ou des chenilles des équipements qui circulent directement sur la membrane. Il doit aussi s'assurer que les finisseuses font le moins d'arrêts possible lors des travaux et, le cas échéant, que la remise en marche se fait en douceur.

À la fin du déchargement de chaque camion, il faut veiller à ce que les résidus d'enrobé (plus granuleux) restant dans la benne des camions ne soient pas déversés devant la finisseuse. Cette pratique peut endommager la membrane tout en entraînant des zones de faible compacité due au manque du bitume et au refroidissement presqu'instantané de cet enrobé avant qu'il soit incorporé au revêtement. Une telle pratique provoquera à court terme l'apparition de nids-de-poule dans l'enrobé.

Poches d'air sous la membrane d'étanchéité

La mise en œuvre de l'enrobé doit être réalisée dans un délai maximal de 3 jours après la pose de la membrane d'étanchéité. Cette exigence vise principalement à éviter le plus possible l'apparition de poches d'air sous la membrane. En effet, celles-ci ont tendance à apparaître par temps ensoleillé et chaud en raison de la vaporisation de l'eau s'échappant du béton sous la membrane. S'il s'avère impossible de procéder à la pose du revêtement avant la fin du délai de 3 jours en période plus chaude, il faut recouvrir la dalle d'un géotextile blanc imbibé d'eau afin de réduire la température de la membrane. Si les conditions météorologiques (pluie ou froid) ne permettent pas de respecter ce délai maximal de 3 jours, l'entrepreneur n'a évidemment pas le choix d'attendre que le temps soit plus clément (temps sec et pas trop froid, substrat sec) avant d'entreprendre les travaux de pose de l'enrobé sur la membrane d'étanchéité. Il faut cependant noter que les températures plus fraîches sont moins susceptibles de causer l'apparition de poches d'air sous la membrane.

Le surveillant doit inspecter la membrane quelques heures avant la pose de la première couche d'enrobé pour déceler la présence de poches d'air. On les détecte en regardant vers le ras de la membrane et en la sondant avec une chaîne et un marteau de maçon. Les poches d'air doivent être réparées conformément aux exigences du CCDG et du chapitre 10 « Membrane d'étanchéité pour dalle et membrane d'étanchéité pour joints » du présent manuel.

Le surveillant doit aussi inspecter les déformations visibles de surface créées à l'enrobé par la membrane immédiatement après la pose de la première couche d'enrobé; en effet, la chaleur de l'enrobé mis en place sur la membrane favorise la formation de nouvelles poches d'air, qui peuvent être assez bien visibles lors du passage des rouleaux utilisés pour le compactage. Le cas échéant,

il faut crever ces poches d'air visibles en y insérant un outil pointu à l'angle le plus faible possible par rapport à l'horizontale pour permettre à l'air de sortir. Immédiatement après cette opération, le rouleau doit faire un nouveau passage au-dessus de la réparation pendant que l'enrobé est encore assez chaud. Cette façon de faire réduit les dommages à la membrane tout en permettant de la recoller au béton de la dalle.

Joints de tablier

Il est bien connu que les joints de tablier constituent une source importante d'inconfort pour les usagers. Cet inconfort est souvent causé autant par des joints mal installés que, très fréquemment, par des travaux de revêtement mal exécutés. Selon les exigences du CCDG, pour atténuer ce problème, il faut vérifier le profil de l'enrobé près des joints au moyen d'une règle de 3 m (selon la méthode LC 26-600 « Mesure des irrégularités et des dépressions d'une chaussée ») centrée perpendiculairement sur le joint; toute correction qui s'avère nécessaire doit être faite avant le refroidissement de l'enrobé.

La présence de joints de tablier constitue assurément une difficulté importante lors de la pose de l'enrobé sur une dalle, difficulté accentuée lorsqu'ils sont en biais sur une dalle existante. Dans ce dernier cas, la couche de correction du biseau formé par le joint de tablier et la finisseuse doit être posée manuellement; notons que cela ne s'applique pas à la couche de surface ou pour une dalle neuve, car la finisseuse passe alors au-dessus du joint.

Le compactage de l'enrobé près des joints de tablier est plus difficile à réaliser, et il en résulte souvent une durabilité réduite à ces endroits. Il faut d'abord s'assurer d'obtenir au moins la même épaisseur d'enrobé près des joints qu'ailleurs sur la dalle, et ce, pour chacune des couches d'enrobé. Plus précisément, l'élévation finale de la surface de l'enrobé compacté par rapport au-dessus de l'épaulement du joint doit être 5 mm (± 3 mm), soit entre 2 et 8 mm, tout au long de cet épaulement comme exigé au CCDG. Cette précaution est particulièrement importante pour la couche de surface, où tout amincissement de l'enrobé près du joint a des effets néfastes à court terme sur son comportement. En effet, pour toute dalle avec joints de tablier, il vaut mieux viser un surplus d'au moins 5 mm d'enrobé de surface bien compacté plus haut que l'épaulement d'un joint afin, d'une part, de le protéger et, d'autre part, de repousser au plus tard possible les impacts directs des chasse-neiges et des camions lourds.

Lorsque les travaux se font sur des dalles existantes, cet amincissement de la couche de surface est souvent dû au bourrelet d'enrobé laissé sur place par les rouleaux servant à la compaction de la couche de correction (couche de base). Il faut enlever ce surplus d'enrobé de la couche de correction avant de poursuivre le compactage près du joint.

Il faut aussi tenir compte du fait que le compactage de l'enrobé près des joints de tablier se fait différemment de celui en travée. En effet, le rouleau doit circuler selon l'axe des joints et, pour ce faire, un rouleau de plus faible gabarit est fort utile. Les zones inaccessibles au rouleau sont compactées au moyen d'une plaque vibrante d'une masse minimale de 75 kg, et les recoins restants le sont au moyen d'un pilon manuel ou mécanique d'une surface maximale de 300 cm^2.

Préalablement à la pose de l'enrobé près ou de part et d'autre d'un joint de tablier, des plaques temporaires en acier doivent être déposées au-dessus de la garniture du joint afin de la protéger ainsi que l'ouverture du joint, comme l'exige le devis spécial. Comme mentionné aux paragraphes précédents, l'épaisseur de ces plaques doit permettre d'assurer une surépaisseur finale d'enrobé après compactage de 5 mm plus haut que les épaulements du joint. Puisqu'il faut poser l'enrobé en surépaisseur avant le compactage pour respecter les épaisseurs finales exigées, une mince couche d'enrobé chaud est mise en place sur les joints de tablier en continuité avec la couche de surface de part et d'autre de ceux-ci. L'entrepreneur doit ensuite s'assurer d'enlever cet enrobé et les plaques temporaires immédiatement après le passage de la finisseuse.

De plus, dans le cas de nouveaux joints de tablier pour lesquels la garniture n'est pas encore installée, il est aussi exigé au devis spécial de bloquer le vide (avec une plaque d'acier étroite et longue directement sur les épaulements, par exemple) entre les fers d'enclenchement des joints pour éviter que l'enrobé s'y infiltre. Cette bonne pratique est encore plus pertinente pour un joint avec dalot, car il est alors plus difficile d'en déloger l'enrobé.

L'entrepreneur doit prendre les précautions nécessaires pour protéger les épaulements en béton des joints de tablier à plus d'une garniture contre les dommages causés par la circulation des équipements de chantier, en particulier celle des rouleaux utilisés pour le compactage de l'enrobé. Il est donc conseillé de mettre des pièces de bois près des joints. Il ne faut pas oublier qu'il est beaucoup plus facile de protéger les épaulements de cette façon que de faire une réparation durable de l'épaulement endommagé.

Drains

L'entrepreneur doit bloquer temporairement les côtés (trous) et le dessus des drains pour empêcher le liant d'accrochage et l'enrobé de s'y introduire; cette exigence vise particulièrement les drains situés au-dessus de plans d'eau ou ceux connectés à un tuyau de descente d'un dispositif de drainage situé sous le pont.

De plus, l'entrepreneur devrait sans tarder, après la mise en place de l'enrobé autour des drains, effectuer le profilage du drainage exigé aux plans afin de permettre une évacuation efficace de l'eau de ruissellement.

Joints longitudinaux froids

Il faut réduire le plus possible le nombre de joints longitudinaux froids, car ils constituent un des points faibles du revêtement. Un joint longitudinal froid entre deux bandes successives d'enrobé se produit lorsque la température de l'enrobé de la première bande est inférieure à 85 °C avant la pose de la seconde bande d'enrobé.

Lorsque les travaux de construction ou de réparation d'un pont sont réalisés en une seule phase, il faut planifier la pose du revêtement pour ne pas avoir de joints longitudinaux froids. Pour ce faire, bien qu'il faille utiliser une finisseuse suffisamment large pour couvrir toute la largeur du pont, son utilisation est rarement possible, puisque la largeur maximale des finisseuses disponibles est d'environ 7 m. On peut toutefois utiliser une seule finisseuse pour les ponts de faible longueur à la condition de pouvoir commencer une nouvelle bande d'enrobé avant que la température de l'enrobé de la bande précédente soit inférieure à 85 °C.

Si la longueur de la structure ne permet pas l'utilisation d'une seule finisseuse, et comme l'exige le devis spécial, il faut utiliser plusieurs finisseuses pour couvrir toute la largeur du pont. Cette façon de faire est autorisée pourvu que les finisseuses se suivent d'assez près (tout en respectant les exigences de distance de séparation minimale de 20 m), ce qui évite la formation d'un joint longitudinal froid.

Lorsque les travaux de construction ou de réparation d'une structure sont réalisés en plus d'une phase, il faut planifier la pose du revêtement pour ne pas avoir de joints longitudinaux froids ailleurs qu'aux limites des phases des travaux. À moins d'une indication contraire dans les plans et devis, le joint longitudinal froid sur la couche de surface doit être situé à la ligne de démarcation des voies de roulement, puisque c'est l'endroit le moins sollicité par le trafic. Pour les dalles existantes, puisqu'il est important de ne pas avoir un joint froid au même endroit sur toute l'épaisseur du revêtement, il faut décaler d'au moins 150 mm (± 50 mm) le joint de la couche de correction située immédiatement sous la couche de surface. Il est aussi primordial pour toute dalle que le joint froid sur la couche de surface d'enrobé ne se trouve pas vis-à-vis de l'emprise des axes des roues du trafic routier, sinon sa durabilité et sa performance en seront grandement affectées.

Lors de la pose de la couche de surface, si la température de l'enrobé d'une première bande est inférieure à 85 °C, on est en présence d'un joint froid. Dans cette situation, lorsque le joint atteint moins de 40 °C, il faut enlever l'enrobé formant un biseau en bordure de cette bande en faisant au préalable un trait de scie de manière à avoir un appui vertical pour le nouvel enrobé. La profondeur du trait de scie est bien indiquée au CCDG selon que la couche de surface est sur une dalle existante avec couche de correction sous-jacente ou qu'il s'agit d'une couche unique sur une dalle neuve.

Dans tous les cas, il est impératif que le trait de scie ne soit pas trop profond et que l'entrepreneur n'abîme pas la membrane d'étanchéité, d'où l'importance d'assurer une surveillance constante durant cette opération. Cette exigence s'impose, puisque cet enrobé plus lâche au joint froid est peu compacté et qu'il n'est pas possible de le chauffer jusqu'à 85 °C sans endommager le bitume du mélange. La solution consistant à laisser l'enrobé du biseau en place, pratique courante pour les routes, est interdite dans le cas d'un pont, compte tenu du peu de travail requis pour enlever cet enrobé et de la faible épaisseur d'enrobé sur les ponts, donc de leur vulnérabilité accrue en comparaison des routes, ainsi que des bénéfices retirés quant à la durabilité des joints longitudinaux froids.

11.3.3.1 Mise en place de l'enrobé sur une dalle existante

Les travaux de mise en place de l'enrobé sur une dalle existante peuvent se faire le plus couramment selon deux scénarios différents. Le plus courant consiste à poser le revêtement sur une dalle qui a d'abord été réparée et recouverte d'une membrane d'étanchéité. Il faut alors poser l'enrobé en deux couches, soit une première couche de correction et une seconde couche de surface. Le deuxième scénario consiste à poser uniquement une couche de surface sur un revêtement qui a fait l'objet d'une correction par planage.

L'épaisseur après compactage de l'enrobé est mentionnée au CCDG : elle est de 40 mm pour la couche de surface et d'au moins 25 mm pour la couche de correction.

Une couche supplémentaire de base d'enrobé (type ESG-14 ou GB-20) aux approches d'un pont est souvent prévue dans le devis spécial. Cette couche supplémentaire assez épaisse, qui doit être posée avant l'enrobé sur le tablier du pont, est nécessaire pour que soit obtenue la capacité portante prévue de la route. Mentionnons que l'épaisseur d'enrobé sur un pont est beaucoup plus faible que celle couramment présente sur les routes : cela allège la charge sur le support structural fourni par le tablier.

Enrobé à chaud sur une partie de pont

Lors du remplacement ou de l'élimination d'un joint de tablier ou lors de la réfection de côtés extérieurs, l'enrobé existant peut ne pas être enlevé sur la totalité du tablier, mais seulement aux endroits nécessaires à ces travaux.

Même si ces travaux de revêtement sont de faible envergure et que le revêtement sera probablement refait à moyen terme sur l'ensemble du tablier, l'enrobé à indiquer au devis spécial doit être de bonne qualité et semblable aux mélanges qui sont spécifiés pour paver la totalité d'un tablier. Les travaux sont faits en deux étapes : la correction à l'enrobé, effectuée manuellement, et la pose de la couche de surface, idéalement réalisée à la finisseuse lorsque c'est possible. Il appartient donc au concepteur, via le devis spécial, de juger si la couche de surface prévue aux travaux doit être réalisée à l'aide d'une finisseuse en fonction de l'ampleur des surfaces à faire, de l'importance de la route et du délai prévu avant la réfection complète du revêtement. Une petite finisseuse pourrait s'avérer fort utile pour poser l'enrobé de surface après la reconstruction complète de côtés extérieurs de dalle, par exemple.

L'épaisseur de l'enrobé à poser doit correspondre à celle de l'enrobé existant à proximité et ne doit pas entraîner une diminution du confort des usagers ni un mauvais drainage des eaux de ruissellement.

a) Correction à l'enrobé

Puisque les profils d'une dalle existante, altérés par diverses réparations ponctuelles (mortier, béton, etc.), sont irréguliers, il faut prévoir une première couche de correction à l'enrobé d'épaisseur variable avant de procéder à la pose de la deuxième couche en surface d'épaisseur constante. La couche de correction, en raison de la variabilité de son épaisseur, joue un rôle similaire aux goussets d'une dalle mince reposant sur des poutres.

Si le profil longitudinal est assez irrégulier, l'utilisation de plus d'une couche de correction peut être requise, même si la réalisation des travaux en est plus difficile.

La correction à l'enrobé vise aussi deux autres objectifs. Le premier est d'éviter des problèmes de compactage liés à la pose d'une seule couche d'enrobé de type EG-10 ou ESG-10 sur une épaisseur excessive ou trop variable. De plus, puisqu'il est difficile de réussir du premier coup le drainage adéquat des eaux de ruissellement des dalles existantes, le deuxième objectif vise à préserver les caractéristiques de l'enrobé de surface par des ajustements nécessaires à l'obtention d'un bon drainage sur la couche de correction à l'enrobé. En effet, les entrepreneurs proposent couramment de légèrement chauffer et de gratter un revêtement pour l'amincir ou d'y ajouter une mince couche d'enrobé pour améliorer le drainage; ces opérations, qui réduisent considérablement la durabilité de l'enrobé, sont interdites sur la couche de surface.

Le type d'enrobé à employer en fonction de l'épaisseur de la couche de correction à l'enrobé est spécifié au CCDG. L'enrobé EC-10 ne doit pas être utilisé si l'épaisseur de la couche de correction est supérieure à 40 mm à cause de la mauvaise performance du mélange sur une plus grande épaisseur. Quant à l'enrobé ESG-10, il est employé uniquement lorsque l'épaisseur de la couche de correction dépasse 40 mm, ce qui est moins fréquent.

Certains entrepreneurs hésitent à se servir de l'enrobé EC-10, surtout lorsque les quantités à poser sont faibles parce qu'ils préfèrent utiliser un seul type d'enrobé, celui prévu pour la couche de surface, soit le EG-10 ou le ESG-10 selon le CCDG. Le surveillant doit alors s'assurer que l'entrepreneur utilise un enrobé de type EC-10 lorsque son épaisseur est inférieure à 40 mm; en utiliser un autre entraîne un compactage déficient de la couche de correction à l'enrobé et un risque accru d'endommager la membrane d'étanchéité.

Relevé d'arpentage

Le CCDG exige que l'entrepreneur procède à un relevé d'arpentage du dessus du béton de toute dalle existante (avec ou sans joint de tablier) afin d'évaluer l'épaisseur en tout point de la couche de correction. Cette procédure est semblable à celle employée pour le calcul des goussets d'une dalle neuve.

L'entrepreneur doit remettre au surveillant, dans un délai de 5 jours avant le début de la mise en place de l'enrobé ou avant le remplacement de joints de tablier, le cas échéant, le relevé d'arpentage et la liste des épaisseurs du revêtement qu'il a calculées pour les divers points d'arpentage. Le surveillant doit alors procéder à la vérification des profils découlant des documents remis par l'entrepreneur et leur apporter au besoin des modifications s'ils lui semblent inadéquats tant en ce qui a trait au confort des usagers qu'en ce qui concerne la charge ajoutée au système structural. La liste finale des épaisseurs du revêtement, révisée ou non par le surveillant, est ensuite remise à l'entrepreneur, au plus tard 5 jours après la réception des documents complets de l'entrepreneur, pour que ce dernier puisse réaliser les travaux.

Comme l'exige le devis spécial, l'entrepreneur doit aussi soumettre au surveillant, pour approbation, un plan de travail détaillé et complet incluant, entre autres, la méthode de travail qu'il entend employer pour tenir compte de la liste finale des épaisseurs de chaque couche du revêtement.

Dans le cas d'un pont où les joints de tablier existants ne sont ni remplacés ni éliminés, le surveillant et l'entrepreneur doivent s'entendre sur ce qu'il est possible de faire pour améliorer les profils du revêtement tout en respectant le niveau des joints de tablier existants et la capacité structurale du pont. Il est aussi exigé au CCDG de faire un relevé d'arpentage même si la correction à l'enrobé du profil de la dalle existante qui est à proximité des joints est plus limitée qu'ailleurs en travée à cause de la hauteur fixe des épaulements des joints par rapport au-dessus de la dalle. Comme le devis spécial l'exige, l'emploi d'une finisseuse équipée d'un système de contrôle électronique du profil longitudinal est aussi très utile pour maximiser la qualité des profils à l'enrobé malgré la présence de joints de tablier à conserver.

Vérification de la capacité portante

Bien que l'épaisseur du revêtement sur une dalle neuve soit fixée à 65 mm, celle d'une dalle existante est variable sans toutefois être inférieure en tout point à 60 mm pour que la membrane d'étanchéité soit protégée.

Compte tenu de la variabilité de l'épaisseur du revêtement d'une dalle existante, il faut être vigilant afin de ne pas excéder la capacité portante du pont. À défaut d'une étude sur la capacité du pont, l'épaisseur moyenne totale d'enrobé doit être inférieure à 75 mm, et son épaisseur en tout point, inférieure à 90 mm. Ces épaisseurs doivent inclure, s'il y a lieu, l'enrobé mince de rapiéçage (EC-10), souvent posé sur une dalle existante très irrégulière (profil et texture) avant d'y coller la membrane d'étanchéité par-dessus, conformément aux exigences du CCDG et du chapitre 10, « Membrane d'étanchéité », du présent manuel.

Il est fortement recommandé que le surveillant consulte le concepteur si ces épaisseurs cibles citées au paragraphe précédent sont dépassées ou s'il est prévisible qu'elles le soient avant que les travaux de mise en œuvre de l'enrobé commencent. Dans de telles circonstances, le surveillant devrait rapidement consulter le concepteur dès que les résultats du calcul des épaisseurs d'enrobé suivant le relevé d'arpentage sont connus et attendre ses recommandations avant que la liste finale des épaisseurs du revêtement soit remise à l'entrepreneur.

Travaux

Lorsque la correction à l'enrobé exige la pose de plus d'une couche de correction, il faut attendre que la température de surface de l'enrobé d'une première couche soit inférieure à la température haute (H) de la classe de performance PG Hn-L associée au bitume utilisé dans la formule de ce mélange avant de poser une autre couche. Selon la classe de bitume au mélange d'enrobé, cette température haute (H) varie habituellement entre 52 et 64 °C. Cette exigence permet d'éviter de déformer ou de fissurer l'enrobé déjà en place. De plus, le profil du dessus de chaque couche de correction doit être parallèle au profil final désiré pour que cette correction d'enrobé supporte adéquatement la couche de surface en tout point.

L'épaisseur de la couche de correction à l'enrobé étant généralement trop faible (si inférieure à 40 mm), on ne peut vérifier son compactage au moyen du nucléodensimètre. Pour surmonter cette difficulté, le CCDG a fixé la masse des rouleaux à utiliser et le nombre de leurs passages. Pour que la meilleure compacité possible soit obtenue, le rouleau doit suivre la finisseuse, le plus près possible d'elle, pendant que l'enrobé est encore assez chaud. Il ne faut pas oublier que la compactibilité de l'enrobé diminue rapidement lorsqu'il se refroidit; en fait, elle diminue considérablement lorsque la température de l'enrobé est inférieure à 85 °C. Le rythme normal de refroidissement est accéléré par temps froid et venteux et du fait que de minces couches d'enrobé sont utilisées sur les ponts.

L'entrepreneur et le surveillant doivent vérifier sommairement les profils établis par la finisseuse au début et au cours de la pose de la couche de correction à l'enrobé, au moyen d'un niveau électronique fixé sur une longue règle droite (règle de 3 m). Cette pratique employée en plus du système de contrôle électronique des profils de la finisseuse permet un profil parallèle au profil désiré avant d'y appliquer la couche de surface. Cela permet donc d'obtenir un confort de roulement et un bon drainage des eaux de surface sur le revêtement.

Le rouleau à privilégier pour la compaction de la couche de correction, qui a une épaisseur variable, est celui à pneus ou combiné (acier-pneus). Le surveillant doit être particulièrement vigilant au début de la compaction, car l'utilisation d'un rouleau dont les pneus sont froids amène l'enrobé à coller à leur surface.

Pour éviter ce problème, on peut commencer par réchauffer les pneus au moyen d'appareils de chauffage semblables à ceux employés pour le chauffage des abris de bétonnage par temps froid et les isoler à l'aide de jupes commercialisées pour cet usage. Il est strictement interdit que l'entrepreneur enduise les rouleaux d'huile à chauffage ou de tout autre produit antiadhésif interdit par le Ministère, car cette substance détériore l'enrobé et même la membrane d'étanchéité sous-jacente à la couche d'enrobé de correction.

Une fois la couche de correction à l'enrobé terminée, le CCDG exige que l'entrepreneur vérifie, au moyen d'eau (souvent à partir d'un camion-citerne), que le drainage des eaux se fait correctement et ce, pour les raisons expliquées au début du point 11.3.3.1.a) de ce chapitre. L'eau utilisée doit être propre, ce qui évite de salir inutilement le dessus de la couche de correction, qui doit être recouvert par la couche de surface.

Le surveillant autorise l'entrepreneur à procéder à la pose de la couche de surface uniquement lorsque toutes les déficiences liées au drainage ont été corrigées à sa satisfaction.

b) Couche de surface

L'entrepreneur doit attendre que la température de surface de l'enrobé de la couche de correction soit inférieure à la température haute (H) de la classe de performance PG Hn-L associée au bitume utilisé dans la formule de ce mélange avant de procéder à la pose de la couche de surface. Selon la classe de bitume au mélange d'enrobé, cette température haute (H) varie habituellement entre 52 et 64 °C. Cette exigence vise à éviter de déformer ou de fissurer l'enrobé déjà en place, comme cela a été expliqué précédemment.

Pour optimiser la qualité de l'uni des surfaces, la vitesse de la finisseuse doit être uniforme, et le nombre de ses arrêts, limité au strict minimum. La vitesse normale de la finisseuse est d'environ 10 m/min.

Pour que la compacité de l'enrobé sur un pont soit conforme, le CCDG exige qu'il soit considéré comme un lot distinct de celui mis en place aux approches. Puisqu'il est interdit d'utiliser des rouleaux vibrants sur un pont et à moins de 2,5 m des culées, cette exigence oblige l'entrepreneur à soigner le compactage de l'enrobé sur le pont, car de mauvais résultats de compaction au tablier ne peuvent être compensés par de bons résultats de compaction de l'enrobé aux approches.

L'obtention d'une compacité adéquate est importante pour que le revêtement soit durable, sans déformation éventuelle causée par le passage répété des véhicules lourds (p. ex. : orniérage), et résistant aux cycles de gel-dégel. L'entrepreneur doit faire son propre contrôle qualité et vérifier la compacité du revêtement au moyen d'un nucléodensimètre au fur et à mesure du compactage, de façon à pouvoir ajuster le nombre de passages de rouleaux compacteurs et à atteindre le niveau de compaction exigé.

Il est important de mentionner que la vitesse d'avancement de la finisseuse et celle des rouleaux compacteurs ont un impact important sur le degré de compaction espéré. En effet, une vitesse de déplacement trop rapide de la finisseuse, attribuable généralement à un trop grand nombre de camions d'enrobé affectés aux travaux, ne laisse pas le temps nécessaire à un nombre suffisant de passages avec les équipements de compaction. De plus, cette situation peut entraîner une chute importante de la température de l'enrobé dans les bennes des camions en attente, ce qui aggrave les problèmes de compaction du mélange.

Mentionnons cependant que, si le nombre de camions qui assurent le transport de l'enrobé au chantier est insuffisant, il s'ensuit de nombreux arrêts et départs de la finisseuse, ce qui nuit à la compacité (refroidissement localisé) et à la qualité globale de l'uni du revêtement.

Il faut donc que l'entrepreneur ajuste ses livraisons d'enrobé au chantier à la capacité qu'a son équipe chargée du compactage de réaliser un nombre suffisant de passages des rouleaux compacteurs et des autres équipements de compaction (plaque vibrante, pilon).

Le surveillant doit se référer à la partie 11.2 « Assurance de la qualité » de ce chapitre, au CCDG ainsi qu'au devis spécial pour plus d'informations concernant la mesure de la compacité.

Lorsque le devis spécial le demande, l'entrepreneur doit réaliser des bordures et des dalots en enrobé à l'extrémité des murs en retour. Ces bordures, qui servent à canaliser l'eau de ruissellement loin de la structure, sont généralement exécutées à l'aide d'outils manuels, selon les dimensions indiquées dans les plans.

Le profil de l'enrobé à proximité des joints de tablier doit être vérifié à l'aide d'une règle de 3 m centrée perpendiculairement au joint. Le profil de l'enrobé compacté aux abords d'un joint de tablier doit être compris entre 2 et 8 mm plus haut que le dessus des épaulements du joint et de préférence le plus près possible de 5 mm. S'il y a lieu, l'entrepreneur doit corriger le tout avant le refroidissement de l'enrobé. En aucun temps, le dessus de l'épaulement du joint ne doit être supérieur au profil de l'enrobé, sinon les chasse-neiges auront tôt fait de briser l'épaulement du joint. De plus, cela est inconfortable, voire dangereux, pour les usagers de la route, par exemple les motocyclistes, selon l'ampleur de la non-conformité. L'appareillage utilisé pour la mesure avec la règle de 3 m est présenté à la méthode d'essai LC 26-600 « Mesure des irrégularités et des dépressions d'une chaussée ».

Cette vérification est largement répandue dans le domaine routier. Le surveillant n'a pas à effectuer systématiquement ce genre de vérification étant donné que les joints transversaux ne sont pas présents et qu'ils ne sont pas requis sur plusieurs ponts neufs et existants de faible longueur du réseau routier du Québec. Les portiques et les tabliers de ponts avec des joints dalle sur culée en sont un exemple.

La remise en circulation sur l'enrobé nouvellement posé est autorisée seulement lorsque la température de surface de ce dernier est inférieure à la température haute (H) de la classe de performance PG Hn-L (52, 58 ou 64 °C) associée au bitume utilisé dans la formule de mélange. Cette exigence vise à éviter de déformer ou de fissurer l'enrobé et de faire des traces ou des marques à sa surface.

Comme l'indiquent les plans et devis, l'entrepreneur doit effectuer un trait de scie à chaque extrémité de pont sans joint de tablier (p. ex. : portique) ou ayant un joint de tablier avec épaulements en acier. Cette exigence des plans et du CCDG, qui permet d'obtenir une fissure rectiligne à cet endroit, vise à augmenter la durabilité de l'enrobé au droit de la fissure. Le trait de scie doit être effectué après un délai de 24 heures suivant la pose du revêtement, sinon les parois encore chaudes du trait de scie risquent de se refermer sous le passage des véhicules.

Le trait de scie doit être fait seulement sur l'épaisseur demandée aux plans. L'entrepreneur ne doit pas réaliser un trait de scie sur la pleine épaisseur de l'enrobé, car cette façon de faire peut entraîner une infiltration d'eau importante dans le remblai et une dégradation plus rapide de l'enrobé.

Une fois la pose du revêtement terminée, le surveillant doit vérifier si celui-ci draine adéquatement les eaux de ruissellement. Il vérifie ainsi l'absence de tout risque d'aquaplanage l'été ou de glissance l'hiver. Un bon drainage assure aussi une plus grande durabilité au revêtement, à la membrane et à la dalle.

Le surveillant doit procéder de deux façons pour vérifier le drainage. La première consiste à s'assurer que les exigences de l'article 13.3.4.7 « Caractéristiques de surface des couches du revêtement » du CCDG, relatives à la vérification du profil de la couche de surface au moyen de la règle de 3 m, sont respectées; l'entrepreneur doit fournir la règle nécessaire à cette vérification.

La deuxième façon de faire, semblable à celle effectuée après la couche de correction à l'enrobé, peut être effectuée immédiatement à la fin des travaux au moyen d'un camion-citerne ou, plus tard, lors de précipitations, ce qui est une pratique commune en chantier. Toute surface non conforme doit être corrigée par un planage et la mise en place d'un nouvel enrobé de même type que celui utilisé originalement. Il est en conséquence interdit de chauffer et de gratter la surface du revêtement pour enlever une mince couche d'enrobé, car cette pratique nuit à l'enrobé demeuré en place. De même, il est interdit d'ajouter une mince couche d'enrobé pour combler une dépression, car cet enrobé va assurément disparaître très rapidement.

11.3.3.2 Mise en place de l'enrobé sur une nouvelle dalle

Le CCDG prévoit la pose d'une seule couche d'enrobé sur une dalle neuve d'une épaisseur de 65 mm, puisque ses profils transversal et longitudinal ont été établis de façon adéquate au moment de son bétonnage. La mise en place de cette couche unique est faite selon les exigences associées à la couche de surface de la partie 11.3.3.1 « Mise en place de l'enrobé sur une dalle existante » de ce chapitre.

Enrobé temporaire (dalle neuve)

Un enrobé temporaire est une couche d'enrobé posée directement sur le béton d'une dalle neuve lorsqu'il n'est pas possible d'installer la membrane d'étanchéité durant la période autorisée au CCDG, comme le mentionne le chapitre 10 « Membrane d'étanchéité pour dalle et membrane d'étanchéité pour joints » de ce manuel. L'enrobé temporaire est remplacé par le revêtement permanent le printemps suivant, après le 15 mai, date à laquelle la pose de la membrane peut débuter.

Lorsqu'un enrobé temporaire est utilisé, il est interdit de poser du liant d'accrochage. Puisqu'il faudra retirer l'enrobé temporaire quelques mois après la pose, non seulement l'emploi d'un liant d'accrochage est superflu, mais il rend plus difficile l'enlèvement de l'enrobé temporaire et le nettoyage de la dalle avant la pose de l'enrobé permanent.

Le type d'enrobé ESG-10 et la formulation du mélange à utiliser sont spécifiés au CCDG. L'épaisseur d'enrobé à prévoir, minimalement de 40 mm, doit être spécifiée au devis spécial, sauf si le pont comporte un joint de tablier et qu'il est situé sur une route où la vitesse affichée est supérieure à 50 km/h. Dans ce cas, une épaisseur de 65 mm est recommandée pour favoriser le confort des usagers et surtout renforcer leur sécurité.

Le prix de l'enrobé temporaire est le même que celui de l'enrobé permanent si le concepteur a choisi le bon code d'ouvrage lors de la préparation des bordereaux pendant le processus de soumission. Selon la projection des futurs travaux au moment de finaliser les documents de soumission, le concepteur peut parfois anticiper les difficultés à respecter la mise en place de la membrane d'étanchéité et de l'enrobé permanent dans les délais autorisés au CCDG, ce qui pourrait forcer la mise en place d'un enrobé temporaire.

Cependant, si le concepteur a bon espoir que l'enrobé permanent soit posé avant la fin de la période autorisée pour la pose de la membrane d'étanchéité, il peut avoir choisi le code d'ouvrage qui ne concerne que l'enrobé permanent. Dans ce cas, le surveillant ne doit pas autoriser la pose de la membrane d'étanchéité et de l'enrobé permanent dans des conditions défavorables sous prétexte que le paiement n'est pas prévu au bordereau; il doit plutôt négocier avec l'entrepreneur un prix pour l'enrobé temporaire et procéder à sa pose.

PHOTOGRAPHIES

REVÊTEMENT EN ENROBÉ



Planeur de 1,8 m de largeur – mesure de l'épaisseur planée.



Planeur de faible largeur opérant près d'un joint de tablier.



Mise en place de la couche de correction (avec guide).



Biseau entre joint de tablier en biais et finisseuse (correction sur dalle existante).



Compactage près d'un joint de tablier.



Compactage près d'un drain.



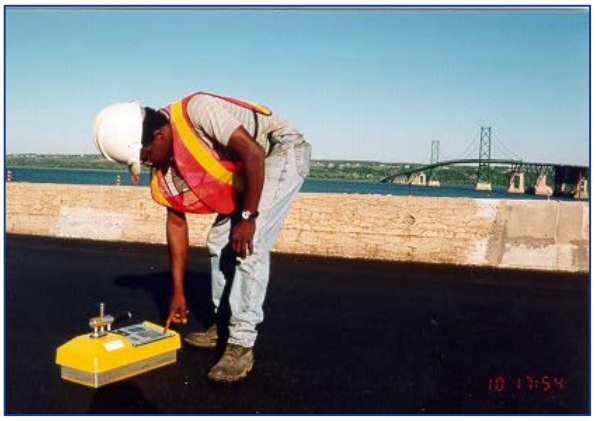
Vérification du profil vis-à-vis d'un joint de tablier (règle de 3 m).



Vérification du profil avec niveau électronique.



Vérification de la drainabilité (correction sur dalle existante).



Mesure de la compacité au nucléodensimètre.



Sciage d'un joint froid (travaux en phases).



Bâche conforme.

CHAPITRE 12

MURS DE SOUTÈNEMENT HOMOLOGUÉS

TABLE DES MATIÈRES

INTRODUCTION 12-1

12.1 DOCUMENTS REQUIS 12-3

12.2 EXIGENCES DE CONCEPTION 12-4

12.3 MATÉRIAUX 12-6

12.4 ASSURANCE DE LA QUALITÉ 12-6

12.4.1 Matériaux granulaires du massif des murs en terre stabilisée mécaniquement ou à ancrages multiples 12-8

12.4.2 Matériaux granulaires des autres murs de soutènement homologués 12-8

12.5 MISE EN ŒUVRE 12-8

12.5.1 Fond des excavations 12-10

12.5.2 Mise en place des matériaux granulaires du massif des murs en terre stabilisée mécaniquement ou à ancrages multiples 12-11

12.5.3 Construction de la paroi en blocs de béton imbriqués 12-12

12.5.4 Géométrie 12-12

PHOTOGRAPHIES 12-15

FIGURES

Figure 12.2-1 Profondeur des fondations 12-4
Figure 12.5-1 Exemple d'un mur en terre stabilisée mécaniquement 12-9

INTRODUCTION

Le concept des murs construits pour le Ministère est reconnu comme officiellement conforme aux exigences de ce dernier. De ce fait, ils sont inscrits au tableau 5.3-2 « Sélection des murs de soutènement » du *Tome III – Ouvrages d'art* de la collection Normes – Ouvrages routiers du Ministère. Il peut s'agir de murs prédimensionnés, homologués ou exigeant une conception complète et particulière.

Dans le cas de murs prédimensionnés ou exigeant une conception complète et particulière, les plans et devis fournissent l'information nécessaire à leur construction. Ce chapitre-ci ne s'appliquant qu'aux murs homologués, il faut se référer d'une part au chapitre 4 « Ouvrages en béton » de ce manuel en ce qui a trait aux murs conventionnels et, d'autre part, aux chapitres 5, 8 et 15 de ce manuel pour la fabrication d'éléments de mur homologué en béton (coulé en place ou préfabriqué), en acier ou en bois.

Une section « Photographies » est incluse à la fin du présent chapitre pour illustrer certains éléments ou aspects des travaux de construction d'un mur homologué présentés ci-dessous. Toutes les mesures données dans les figures du présent chapitre sont en millimètres (mm).

Pour les murs homologués, les documents d'appel d'offres ne détaillent pas l'élément à construire, mais contiennent plutôt toutes les données de conception (fiche, hauteur et longueur du mur, etc.) permettant à l'entrepreneur d'élaborer la note de calcul et les plans d'atelier de l'ouvrage à réaliser. Pour ce faire, l'entrepreneur mandatera l'un des fournisseurs de produits homologués listés en option dans le devis spécial.

Les murs homologués sont commercialisés par différents fournisseurs qui détiennent des droits de propriété ou des licences de commercialisation. Certains de ces murs sont protégés par des brevets, mais le surveillant n'a pas à prendre en compte ces notions légales.

Plusieurs des murs homologués sont conçus selon à la technique des remblais renforcés (ou TSM, terre stabilisée mécaniquement). Dans cette catégorie, les murs se distinguent par le type d'inclusion de renforcement du massif et par la nature de la paroi. Les autres murs homologués sont les murs poids, les murs en porte-à-faux et les murs à ancrages multiples.

Le principal défi de l'entrepreneur et du surveillant concernant la construction d'un mur homologué consiste à ériger un ouvrage peu courant pour lequel ils n'ont souvent que peu d'expertise. Toutefois, le *Cahier des charges et devis généraux – Infrastructures routières – Construction et réparation* (CCDG) exige qu'un représentant qualifié du fournisseur du mur soit présent pour appuyer techniquement les intervenants au chantier. La particularité de ces murs fait que seules les grandes lignes directrices sont abordées dans le présent chapitre. Bien que ce représentant soit mandaté par l'entrepreneur, le surveillant doit établir une relation étroite avec lui afin d'être en mesure de comprendre les contraintes techniques du mur à construire. Pour ce faire, il doit organiser une rencontre avant les travaux entre l'entrepreneur, le représentant du fournisseur du mur et le concepteur des plans de soumission afin qu'ils revoient l'ensemble des documents contractuels (devis spécial, CCDG, avis technique, plans et devis fournis par l'entrepreneur) et qu'ils s'assurent que les exigences du Ministère et celles du fournisseur sont bien comprises par tous les intervenants. L'avis technique est disponible sur le site Web du Ministère[1].

[1] www.transports.gouv.qc.ca

Note

Le fournisseur du mur a tout intérêt à ce que les travaux se déroulent adéquatement. En cas de problèmes concernant un type de mur en particulier sur un chantier, le Ministère peut en révoquer l'homologation.

Le surveillant doit aviser les responsables du Guichet unique de qualification des produits (GUQ) du Ministère lorsqu'il rencontre, dans le cadre d'un projet, un problème particulier avec un produit homologué. L'avis doit être écrit (lettre, note ou courriel), il doit détailler et documenter ce problème, et inclure les éléments suivants :

- mise en œuvre et méthode de travail;
- réunion avant la fabrication des éléments préfabriqués;
- présence du représentant du fournisseur du mur au début des travaux;
- disponibilité du fournisseur pour répondre aux questions de chantier liées à son produit;
- particularités observées ou difficultés rencontrées lors des travaux;
- géométrie et apparence du mur à la fin des travaux.

Cette liste n'est pas exhaustive, d'autres points jugés pertinents pouvant y être ajoutés.

Par ailleurs, dans tous les cas, le surveillant doit, à la fin des travaux de surveillance, remettre au chargé d'activité responsable de la surveillance du Ministère le relevé du profil de la paroi du mur, conformément aux exigences de la section « Documents à transmettre en fin de contrat » du devis de services professionnels « Surveillance des travaux de structures ».

12.1 DOCUMENTS REQUIS

Devis de construction, plans d'atelier et fiche de conception

Les renseignements présentés sur les plans de soumission sont limités. Ils comprennent la vue en plan pour situer le mur, une vue en élévation et des coupes types. Ces dernières montrent la fiche, les éléments de la fondation, la position de la paroi, le couronnement ainsi que l'aménagement du terrain au haut et au bas du mur. Les renseignements complémentaires nécessaires à la construction doivent être fournis par l'entrepreneur.

Lorsque des barres d'armature sont fixées par soudure, les plans d'atelier doivent en faire mention, et le certificat de qualification de l'usine et des soudeurs conforme à la norme CSA W186 « Soudage des barres d'armature dans les constructions en béton armé » doit être joint aux plans d'atelier (voir l'article 15.4.3.3 « Armature » du CCDG). Noter que la norme CSA A23.4 « Programme de certification » n'inclut pas la norme CSA W186.

L'entrepreneur doit remettre au surveillant le devis de construction, les plans d'atelier et la fiche de conception. Les plans d'atelier doivent contenir, entre autres, la description des dispositifs de levage lorsque ceux-ci sont prévus. Bien que la conception des murs doive être conforme à la norme CSA S6 « Code canadien sur le calcul des ponts routiers », cette exigence du CCDG concerne peu le surveillant. Cependant, il doit s'assurer que ces documents sont signés et scellés par un ingénieur concepteur et signés par un ingénieur vérificateur, avant de les transmettre au concepteur des plans de soumission.

Le devis de construction doit préciser la méthode de travail et les équipements nécessaires à la mise en place du mur. Le surveillant est tenu de s'assurer que ces méthodes de travail sont respectées par l'entrepreneur et de signaler toute non-conformité au fournisseur du mur, ou à son représentant lorsque ce dernier est présent sur les lieux. Soulignons qu'en cas de contradiction ou de divergence entre les exigences du CCDG ou du devis spécial et celles du devis de construction du fournisseur, les exigences les plus sévères s'appliquent.

L'entrepreneur doit respecter les exigences générales de la section 6.6 « Plans fournis par l'entrepreneur » du CCDG pour la remise de ces documents, y compris le délai minimal de 2 semaines que le Ministère s'accorde pour les étudier, et le format de préparation des plans.

Le surveillant doit faire viser les plans d'atelier, la fiche de conception et le devis de construction par le concepteur des plans de soumission, qui doit ensuite les retourner au surveillant. Le concepteur qui vise un document reconnaît que ce dernier est conforme dans ses grandes lignes aux documents contractuels; l'entrepreneur conserve cependant l'entière responsabilité de la conception et de l'exactitude des détails, des dimensions et des quantités.

Les dispositifs de levage doivent être conformes aux exigences présentées à la section 5.3.5.3 « Accessoires des coffrages » du présent document. Le Ministère spécifie également trois mortiers avec latex (plus performants) pour le recouvrement en chantier des dispositifs de levage.

La fabrication des éléments préfabriqués des murs (voir l'article 15.5.3.3 « Réunion préalable à la fabrication » du CCDG) ne peut pas débuter avant que les plans d'atelier visés aient été retournés à l'entrepreneur et qu'une réunion préalable à la fabrication soit tenue dans les locaux de l'usine de fabrication.

12.2 EXIGENCES DE CONCEPTION

Les exigences de conception indiquées dans le CCDG s'adressent au concepteur du plan de soumission ainsi qu'à l'entrepreneur pour la préparation des plans d'atelier et de la fiche de conception des murs homologués. Le surveillant n'a pas à vérifier la conformité de ces documents au regard de ces exigences.

La hauteur de fiche des murs doit respecter la valeur donnée aux plans et devis, qui tiennent compte de l'étude géotechnique et de l'affouillement hydraulique lorsque l'ouvrage est installé à proximité d'un cours d'eau.

La hauteur de fiche doit permettre de protéger l'ouvrage contre les effets néfastes du gel, lesquels entraîneront des conséquences qui peuvent être acceptables ou non selon la sensibilité du mur aux tassements différentiels. La sensibilité aux tassements différentiels et la hauteur minimale de la fiche sont indiquées au chapitre 5 « Murs » du *Tome III – Ouvrages d'art* de la collection Normes – Ouvrages routiers du Ministère.

Pour les murs ayant une sensibilité élevée aux tassements différentiels, la fiche doit correspondre, au minimum, à la profondeur de gel.

Pour les murs moyennement sensibles aux tassements différentiels, il est possible de limiter la fiche à 400 mm si le sol de fondation contenu à l'intérieur d'un rayon correspondant à la profondeur de gel est de nature granulaire, non gélif et bien drainé (voir la figure 12.2-1). Dans ce cas, le sol existant sous le mur peut être laissé en place si la capacité portante est suffisante (à déterminer lors de l'étude géotechnique), comme l'indique le chapitre 5 du tome III. Dans le cas d'un remplacement de sol par un matériau granulaire de type MG 112, le matériau doit être non gélif et drainant, et l'entrepreneur doit le densifier à 95 % de la masse volumique sèche maximale déterminée selon la norme BNQ 2501-255 « Sols – Détermination de la relation teneur en eau-masse volumique sèche – Essai avec énergie de compactage modifiée ». Le surveillant doit veiller à ce que des essais de compaction soient réalisés et à ce que la densité requise soit obtenue.

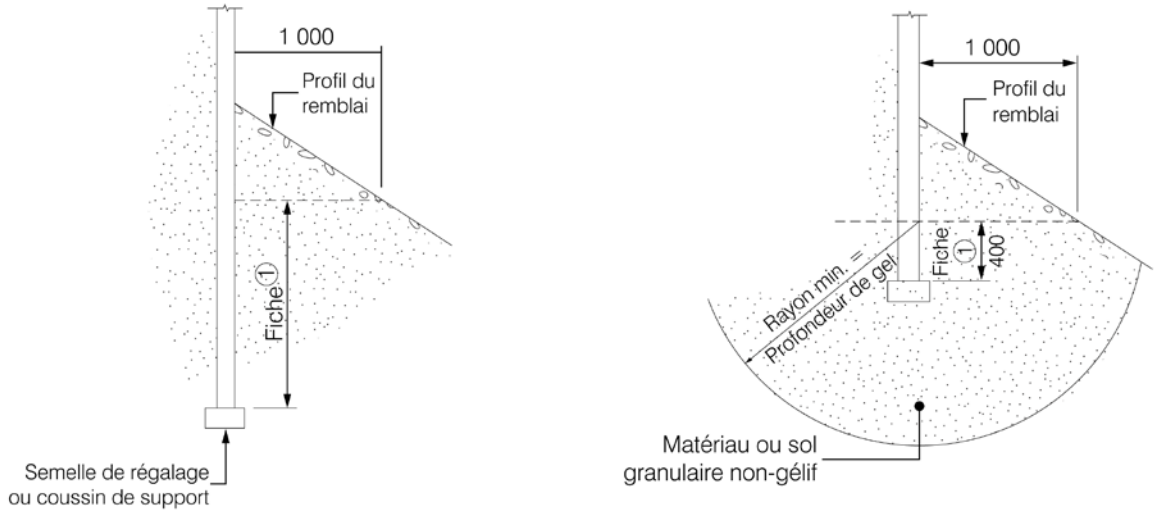


Figure 12.2-1 Profondeur des fondations

Pour les murs ayant une faible sensibilité aux tassements différentiels, la fiche peut être limitée à 400 mm. C'est le cas, par exemple, pour un mur poids en gabions, un mur en TSM avec inclusions de type treillis métalliques et avec paroi en gabions et un mur-caisson en bois dont la paroi repose directement sur le sol. Dans tous les cas, la réduction de la fiche ne peut être réalisée que si les critères géotechniques et hydrauliques cités au chapitre 5 du tome III sont respectés.

Aucune fiche n'est spécifiée pour un mur reposant sur le roc, mais un encastrement de 150 mm doit être prévu pour ses fondations.

Drainage

Des drains doivent être installés comme le prévoient les plans d'atelier. Ils ont pour fonction de capter les eaux d'infiltration derrière le mur, ce qui évite la formation de pressions hydrostatiques. Le système de drainage doit également tenir compte de l'écoulement des eaux de ruissellement.

De plus, dans le cas d'un mur de type TSM, l'accumulation d'eau dans le massif en TSM a pour effet de diminuer la friction du sol sur les inclusions, ce qui réduit la résistance structurale du mur. Lorsque l'étude de sol effectuée avant la conception du mur indique la présence d'eau d'infiltration ou l'existence d'une nappe d'eau captive dans le sol à retenir, l'entrepreneur (et son sous-traitant) doit prévoir un système de drainage entre le massif et le sol à retenir.

En vue de concevoir un drainage efficace des murs homologués, l'entrepreneur doit considérer les informations suivantes contenues dans l'étude géotechnique qui se trouve à l'annexe :

- la description des sols en place basée sur les rapports de forage et les analyses granulométriques afin d'estimer la perméabilité des sols naturels situés en arrière du remblai des murs;
- une hauteur de nappe phréatique maximale afin d'évaluer l'infiltration des eaux souterraines à l'arrière du remblai des murs.

Pour les murs poids en blocs de béton imbriqués, les murs en TSM avec paroi en blocs de béton imbriqués (avec ou sans connecteurs mécaniques), les murs en TSM avec paroi en béton armé ainsi que les murs à ancrages multiples avec paroi en béton armé, le système de drainage doit comprendre une tranchée verticale de matériaux filtrants composés de granulats 20 à 5 mm ou de tout calibre compris entre 5 et 40 mm et conformes aux exigences de la norme 2104 « Matériaux filtrants » du *Tome VII – Matériaux* de la collection Normes – Ouvrages routiers du Ministère. Cette tranchée doit avoir une épaisseur minimale de 300 mm, et être située directement à l'arrière de la paroi du mur et séparée du remblai par une membrane géotextile.

Même si les plans ne l'indiquent pas, le surveillant doit veiller à ce que les drains soient raccordés à une conduite d'égout pluvial ou qu'ils débouchent dans un fossé de manière à ce que l'eau captée soit évacuée.

Lorsque des murs sont utilisés comme murs en retour d'un ponceau, et que ces murs ne sont pas à angle droit avec la structure, le devis spécial demande à l'entrepreneur de prévoir un détail afin de retenir adéquatement et de manière durable les matériaux de remblai à mettre en place dans les angles aigus ou obtus formés entre les murs et la structure. Ce détail doit être indiqué de manière spécifique aux plans d'atelier des murs.

12.3 MATÉRIAUX

Les matériaux granulaires destinés à la construction des massifs des murs en TSM ou à ancrages multiples doivent être conformes aux exigences pour les matériaux de sous-fondation de la norme BNQ 2560-114 « Travaux de génie civil – Granulats ». Ainsi, ils peuvent être de type MG 20, MG 20b, MG 31,5, MG 56, MG 80, MG 112, CG 20 ou CG 14. Ces matériaux font l'objet d'exigences particulières dans le CCDG selon qu'ils sont concassés ou non. Par exemple, un matériau granulaire répondant aux exigences du fuseau granulométrique du MG 112 peut être employé seulement s'il provient d'une sablière (non concassé). De plus, les matériaux MG 112, CG 20 et CG 14 sont permis si l'angle de frottement interne de la portion de sol plus fine que 2 mm est d'au moins 34°. Les autres matériaux granulaires sont acceptés d'emblée, car l'angle de frottement interne est toujours adéquat. L'exigence d'avoir un matériau non concassé vise à éviter de grosses pierres anguleuses qui pourraient endommager les inclusions. Qui plus est, les exigences de nature électrochimique sont exposées dans le CCDG. Les critères à respecter sont fournis en fonction du type d'inclusion qui constitue le mur (métalliques ou en géosynthétique). On y précise entre autres la méthode d'essai à suivre pour évaluer chacun des critères.

Le CCDG précise que, lorsqu'un mur utilise des inclusions en géosynthétique ou des inclusions métalliques recouvertes de PVC ou d'époxy, il faut limiter la taille des particules à 31,5 mm pour éviter d'endommager ce type d'inclusion plus sensible. Un fournisseur d'un mur homologué peut exiger un matériau en particulier. Pour ce faire, une note spéciale à cet effet doit être incluse dans l'avis technique.

Lorsqu'on prévoit un affaissement du béton au-delà de ce qui est autorisé par les exigences du béton de type V-S, soit 160 mm au maximum, le CCDG précise qu'on peut utiliser un béton de type V-P, XIV-C (autoplaçant de construction) ou XVII-P (semi-autoplaçant de préfabrication) en remplacement du béton de type V-S afin de diminuer l'apparition de nids d'abeille.

12.4 ASSURANCE DE LA QUALITÉ

L'assurance de la qualité relative aux matériaux doit être faite, notamment, selon les prescriptions du *Guide de surveillance – Chantiers d'infrastructures de transport.*

Béton et armature

Le surveillant doit se référer à la partie « Mise en œuvre » de l'article 15.5 « Ouvrages en béton préfabriqués » du CCDG pour plus d'information au sujet du béton et de l'armature. Il n'a pas à faire le suivi en usine de la fabrication des inclusions métalliques des murs, puisqu'il est toujours possible de vérifier leur qualité lors de la livraison.

Béton préfabriqué

L'usine chargée de la fabrication des éléments en béton préfabriqué des murs doit être certifiée selon la norme CSA A23.4. Cette exigence de l'article 15.5.2.1.2 « Certification du fabricant d'éléments en béton préfabriqués » du CCDG est importante, puisque la certification permet au Ministère d'avoir l'assurance que l'usine est en mesure de procéder à la fabrication selon les exigences de cette norme.

Une attestation de conformité pour les éléments de façade des murs de soutènement homologués en béton préfabriqué est exigée. Ces éléments doivent être fabriqués avec le même type de béton et le même liant pour que puisse être obtenue la meilleure uniformité possible en ce qui concerne la texture et la couleur. L'attestation doit être remise à la livraison des murs et au minimum 7 jours avant leur utilisation.

Une réunion préalable doit être tenue avant la fabrication des éléments en béton préfabriqués, comme l'indique l'article 15.5.3.3 « Réunion préalable à la fabrication » du CCDG. Le surveillant doit se référer à la partie 5.3 « Mise en œuvre » du chapitre 5 « Ouvrages en béton préfabriqués » de ce manuel pour plus d'information à ce sujet.

L'entrepreneur doit aviser le surveillant, au moins 4 semaines avant la tenue de la réunion préalable à la fabrication, du nom de son fournisseur et de l'usine où la fabrication aura lieu. Ces informations doivent être acheminées le plus tôt possible au responsable du contrôle de la qualité de la direction générale territoriale concernée pour que ce dernier puisse organiser la surveillance en usine. Plus de détails sur ce point sont présentés à la partie 5.2 « Assurance de la qualité » du présent manuel, au chapitre 5 « Ouvrages en béton préfabriqués ».

Le CCDG à l'article 15.5.2.1 « Béton » contient des exigences pour que les murs de soutènement fabriqués dans deux usines différentes aient des couleurs et des apparences relativement uniformes. Selon ces exigences, un échantillon de chaque usine doit être comparé à une distance de 6 m. Afin de valider la similitude de la production des deux usines, un des panneaux devra être expédié à l'autre usine afin de comparer des échantillons et de présenter les résultats lors de la réunion préalable à la fabrication. Ces exigences sont particulièrement importantes dans le cas des murs utilisant des parois en béton.

Mentionnons finalement que la Direction générale des structures (DGS) du Ministère a produit le formulaire F316.1 *Surveillance en usine – Murs de soutènement – Ponceaux* (disponible sur le site Web du Ministère) pour consigner les résultats des vérifications sur les éléments de béton préfabriqués en usine. Bien que le surveillant n'effectue pas ces vérifications directement, il doit s'assurer que celles-ci ont bel et bien été effectuées à l'usine.

Avis technique

À chaque mur homologué correspond un *Avis technique* particulier. Ce document contient des renseignements tels que l'identité du fournisseur, la description et les caractéristiques du produit ainsi que ses limites d'utilisation. Il présente aussi des exigences complémentaires à celles des autres documents du contrat. L'*Avis technique* est un document contractuel.

12.4.1 Matériaux granulaires du massif des murs en terre stabilisée mécaniquement ou à ancrages multiples

Attestation de conformité

Une attestation de conformité est exigée pour chaque source de matériaux granulaires. De plus, lorsque le surveillant observe des changements importants dans l'apparence du matériau (couleur ou granulométrie) ou dans le comportement du remblai au cours de la progression des travaux, il doit exiger une nouvelle attestation de conformité.

Contrôle de réception

Compte tenu de l'importance du remblai stabilisé mécaniquement sur la tenue structurale du mur, il est impératif que le surveillant soit particulièrement vigilant lorsqu'il contrôle la réception de ce matériau. Ce contrôle doit se faire selon les modalités de l'article 12.3.4 « Contrôle de réception » du CCDG avec un certain nombre de précisions. Ces précisions viennent en fait resserrer le contrôle de façon plus marquée que ce qui se fait pour les routes, compte tenu de l'aspect structural mentionné précédemment.

12.4.2 Matériaux granulaires des autres murs de soutènement homologués

Comme exigé au CCDG, l'entrepreneur doit fournir au surveillant une attestation de conformité pour chaque source de matériaux granulaires et ce, au minimum 7 jours avant la première livraison.

12.5 MISE EN ŒUVRE

Le surveillant doit s'assurer que les éléments en béton préfabriqués ne sont pas transportés de l'usine vers le chantier avant la fin de la période de cure. Rappelons que la durée de la cure est établie selon l'atteinte d'un des trois critères suivants : 140 °C-jours; 7 jours et 70 % de résistance; ou résistance à 28 jours (f'_c) (pour la majorité des éléments, les fabricants utilisent le critère de l'atteinte de la résistance spécifiée à 28 jours du béton). Cette exigence du CCDG vise à éviter tout bris prématuré des éléments lors du transport (voir le paragraphe « Cure des éléments » à la section 5.3.8 du chapitre 5 du présent manuel pour plus de détails à ce sujet). Tout élément transporté avant la fin de la période de cure doit être refusé. De plus, les éléments ne peuvent être incorporés à l'ouvrage avant que le béton ait atteint sa résistance à 28 jours.

Plusieurs des murs homologués font appel à la technique des remblais renforcés (ou terre stabilisée mécaniquement); dans ce groupe, ces murs se distinguent par le type d'inclusion de renforcement du remblai et par la nature de la paroi. La figure 12.5-1 présente un exemple type d'un mur en terre stabilisée mécaniquement : il comprend la paroi ainsi que le remblai renforcé, appelé aussi *massif*.

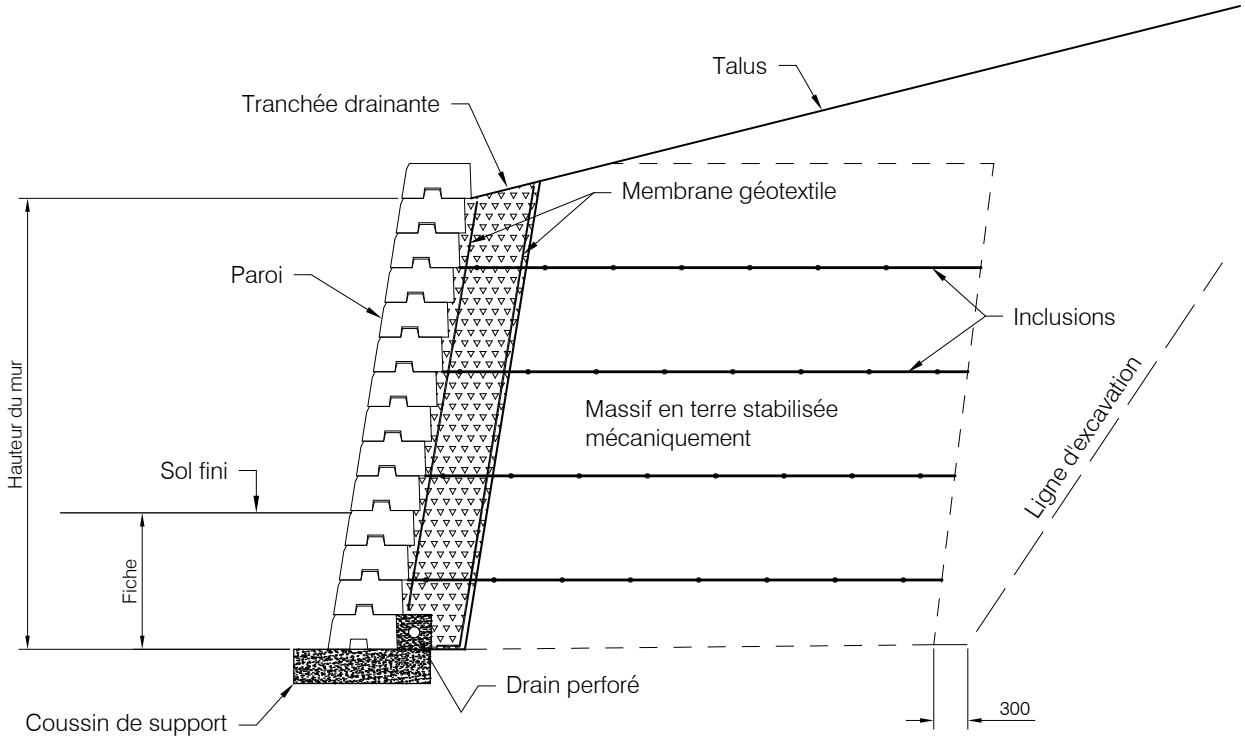


Figure 12.5-1 Exemple d'un mur en terre stabilisée mécaniquement

Le CCDG exige que l'entrepreneur prévoie l'assistance d'un représentant qualifié du fournisseur du mur afin d'assurer une mise en place adéquate de la fondation et de tous les éléments constituant le mur. Le nom de ce représentant doit être fourni au surveillant au moins 7 jours avant le début de l'installation. Le représentant doit être présent lors de la réunion de chantier qui précède l'installation du mur et doit discuter de la procédure de mise en place, laquelle est détaillée au devis d'installation du mur. Il est important que le surveillant et l'entrepreneur prennent connaissance de ce document avant l'installation puisqu'il contient des exigences de mise en place propres au mur à installer.

La présence du représentant est ensuite exigée sur le chantier au début de la mise en place des premiers éléments du mur, et au besoin par la suite. Sa présence au début lui permet notamment de constater la conformité de la fondation du mur et de guider l'entrepreneur dans la manipulation et l'installation des éléments afin qu'il respecte, par exemple, les espacements maximaux entre les éléments et les critères de verticalité.

Dans un délai de 7 jours suivant la fin des travaux de mise en place d'un mur de soutènement homologué, le devis spécial exige que l'entrepreneur remette au surveillant le formulaire *Attestation de conformité d'installation d'ouvrage homologué*. Ce dernier doit être signé par l'entrepreneur et l'ingénieur du fournisseur. Rappelons que le devis de construction est produit par le fournisseur et qu'il s'agit d'un des documents à remettre avant les travaux. Il est essentiel que le représentant qualifié du fournisseur soit présent de façon adéquate au chantier afin d'assister l'entrepreneur et de permettre d'attester de l'installation conforme au devis de construction à la fin des travaux. L'ingénieur du fournisseur qui signe l'avis peut déléguer un représentant au chantier pour l'assister, mais ce dernier doit travailler sous l'autorité et la supervision directe du signataire de l'avis.

Note

L'avis de conformité ne décharge pas le surveillant de ses responsabilités de vérification des exigences du devis spécial et du CCDG. Le surveillant doit transmettre à l'entrepreneur, si ce dernier le demande, les résultats du contrôle de qualité des matériaux au chantier pour que le fournisseur donne son avis.

Réception des matériaux

Que ce soit pour le transport sur le chantier ou lors des manutentions subséquentes, l'entrepreneur doit prendre les précautions nécessaires pour éviter tout dommage aux inclusions (armatures métalliques, treillis, étriers ou nappes de géogrilles) destinées à assurer la stabilité des murs.

Le surveillant doit s'assurer que les inclusions livrées au chantier et installées sont celles qui sont spécifiées dans les plans. Comme il existe divers produits d'apparence semblable, mais qui ont des propriétés différentes, la vérification est quelquefois difficile. Par exemple, les géogrilles doivent être accompagnées d'une fiche technique, et les rouleaux doivent arriver dans leur emballage original pour que le surveillant puisse vérifier la correspondance entre la géogrille et la fiche technique. De même, les géotextiles doivent être accompagnés d'une fiche technique et arriver dans leur emballage original bien étiqueté.

Membrane d'étanchéité pour joints

Lorsque les plans et devis le stipulent, les joints entre les éléments de murs préfabriqués doivent être recouverts de deux bandes de membrane d'étanchéité pour joints (une première bande de 300 mm suivie d'une deuxième de 500 mm). Les membranes sont posées après un délai minimal de 24 heures sans pluie et après l'enlèvement des poussières et des débris au moyen d'un jet d'air. L'entrepreneur doit de plus chauffer les surfaces à recouvrir au moyen d'un chalumeau au propane immédiatement avant leur pose. Ces exigences du CCDG (voir le chapitre 10.4 « Membrane d'étanchéité pour joints » de ce manuel) visent à optimiser l'adhérence de la membrane au béton.

12.5.1 Fond des excavations

Le surveillant doit prêter une attention toute particulière aux travaux de préparation des fondations, et ce, sur toute la surface sous le mur, afin d'éviter le tassement éventuel de l'ouvrage.

Bien que les notions d'excavation, de fondation et de coussin de support soient couvertes au chapitre 2, « Fondations », de ce manuel et que la majorité d'entre elles s'appliquent aux murs de soutènement homologués, certaines notions plus spécifiques à ces ouvrages sont traitées ici.

Notamment, pour ce qui est de la préparation de l'assise, dans le cas d'un mur en TSM, elle doit s'étendre sous le parement du mur, mais également sous le remblai renforcé d'inclusions, qui fait partie intégrante de la structure du mur. De plus, le surveillant doit s'assurer que la largeur de l'excavation à la base du mur excède d'au moins 300 mm la longueur des inclusions. Puis, pour

que les inclusions soient horizontales, le régalage du fond de l'excavation doit se faire sur la largeur totale excavée à la base du mur, de même que le régalage de chacune des couches successives de matériaux granulaires dans la construction du massif de sol renforcé.

Quant aux exigences relatives au remplissage des excavations, à la mise en place du remblai ainsi qu'aux caractéristiques du coussin de support, elles diffèrent de celles du chapitre 2 pour certains murs de soutènement homologués. Ainsi, le surveillant doit toujours vérifier l'avis technique pertinent et, en cas de divergence, s'assurer que l'entrepreneur se conforme aux exigences spécifiques applicables.

Mentionnons finalement que, comme c'est le cas pour toute autre fondation sur semelle superficielle, la construction du mur de soutènement homologué ne peut débuter avant que le surveillant n'ait donné son autorisation, et ce, à la suite de l'attestation de conformité du fond d'excavation.

Semelle de régalage

Comme la paroi des murs homologués se compose souvent de plusieurs éléments, une semelle de régalage est mise en place, principalement pour que la base du mur obtenue soit parfaitement horizontale. Les semelles de régalage sont requises pour les murs comprenant des éléments préfabriqués en béton armé de grandes dimensions. Elles sont faites de béton coulé en place ou d'éléments en béton préfabriqués. Si la semelle est préfabriquée, le surveillant doit s'assurer que la surface de l'assise est régulière.

12.5.2 Mise en place des matériaux granulaires du massif des murs en terre stabilisée mécaniquement ou à ancrages multiples

Le contrôle de la densité des matériaux granulaires est primordial dans la construction des massifs d'un mur en TSM pour que les efforts sur le mur puissent être correctement transférés au sol. Même si les matériaux respectent les normes, des problèmes sont à prévoir si leur mise en place ne les respecte pas. La compacité de chaque couche de matériaux granulaires doit être vérifiée à l'aide d'un nucléodensimètre, conformément à l'article 11.10.1 du CCDG.

Le surveillant doit s'assurer que, durant une pluie abondante de longue durée (plus d'une journée), les travaux de construction du massif sont interrompus et que ceux déjà exécutés sont protégés par une toile imperméable et une pente adéquate pour l'écoulement de l'eau, ou par un moyen équivalent. De même, à la fin de chaque jour de travail, lorsque de la pluie est prévue durant la nuit, une pente doit être aménagée sur le dessus du remblai pour faciliter l'écoulement des eaux de surface, et des précautions doivent être prises pour éviter l'érosion des sols en place.

La construction de ce type de mur par temps froid peut exiger des modifications aux procédures conventionnelles selon le mur et le type de matériaux utilisés. Le devis de construction du mur doit en faire mention. Cependant, le devis spécial interdit la construction des murs en TSM lorsque les matériaux en réserve ou la surface du massif en construction sont gelés ou qu'ils contiennent de la glace ou de la neige.

Dans le cas des murs de soutènement qui ne sont pas du type terre stabilisée mécaniquement ni à ancrages multiples, comme les murs en porte-à-faux ou les murs poids, les exigences pour les matériaux granulaires placés à l'arrière sont les mêmes que celles liées aux matériaux granulaires à l'arrière des culées (voir la section 15.2 « Fondations » du CCDG).

Note

Le surveillant doit porter attention à la mise en œuvre du détail prévu par l'entrepreneur pour retenir le remblai adéquatement dans les zones d'angles obtus et aigus, lorsque de tels angles sont présents entre une structure et les murs qui lui sont adjacents.

Drainage

Rappelons que des drains doivent être installés s'ils sont prévus dans les plans d'atelier. Si le projet ne prévoit pas de dispositif de drainage entre le massif TSM du mur et le sol à retenir et que le surveillant observe des infiltrations d'eau lors des travaux d'excavation, il doit l'exiger à l'entrepreneur. Pour plus de détails, il doit consulter la partie « Drainage » de la section « Exigences de conception » du présent chapitre.

Si la paroi est formée de pierres de granulométrie différente de celle du remblai et qu'elles sont retenues par un grillage en acier, il faut installer avec soin des toiles géotextiles afin d'empêcher la migration des matériaux.

12.5.3 Construction de la paroi en blocs de béton imbriqués

Le surveillant doit prêter une attention particulière à l'installation des géotextiles. En effet, il faut protéger par un géotextile la tranchée drainante, placée derrière la paroi du mur, afin d'empêcher la perte des matériaux granulaires.

12.5.4 Géométrie

Le surveillant doit vérifier l'implantation du mur faite par l'entrepreneur. Il doit s'assurer que le niveau de la base ainsi que l'alignement et la verticalité (ou l'inclinaison) de la paroi sont conformes aux plans et devis. Pour les parois comportant des éléments préfabriqués, l'entrepreneur doit vérifier que les éléments de la première rangée sont installés avec précision. Cette étape est déterminante pour assurer l'assemblage sans problème des éléments des rangées supérieures.

L'entrepreneur doit vérifier en continu l'alignement des éléments de la paroi d'un mur en TSM. Les tolérances concernant l'alignement horizontal et l'inclinaison de la paroi sont indiquées dans le CCDG ou dans l'avis technique. Les mesures appropriées pour corriger un problème d'alignement consistent généralement à enlever le remblai et les inclusions du niveau concerné, et à refaire l'ajustement des éléments de la paroi.

Des éléments de la paroi peuvent se déplacer après plusieurs levées du massif en TSM lorsque des tassements se produisent dans les fondations en raison d'une mauvaise mise en place du remblai, d'un contenu excessif d'eau à la suite d'une forte pluie ou bien d'une compaction excessive résultant de l'emploi d'équipements de compaction trop lourds. Dans ce cas, le surveillant doit arrêter la construction sans délai, et le concepteur doit évaluer la situation.

Lorsque les déformations d'un mur font que l'alignement ou l'inclinaison deviennent non conformes aux exigences du CCDG ou de l'avis technique, ce mur doit être considéré comme non conforme et traité selon les dispositions de la section 7.10 « Travaux défectueux » du CCDG. Dans une telle situation, le fournisseur du mur peut émettre un avis selon lequel la stabilité de ce dernier n'est pas compromise, mais cet avis ne doit pas être considéré comme suffisant pour que le mur soit accepté tel quel sans que des travaux correctifs soient entrepris. Et, quoi qu'il en soit, le mur ne doit jamais présenter une inclinaison vers l'avant.

Interdiction

Il est interdit à l'entrepreneur d'utiliser la paroi des murs homologués pour y fixer quelconque élément, même temporaire. Ainsi, par exemple, la fixation d'une plateforme de travail n'est pas permise.

PHOTOGRAPHIES

MURS DE SOUTÈNEMENT HOMOLOGUÉS



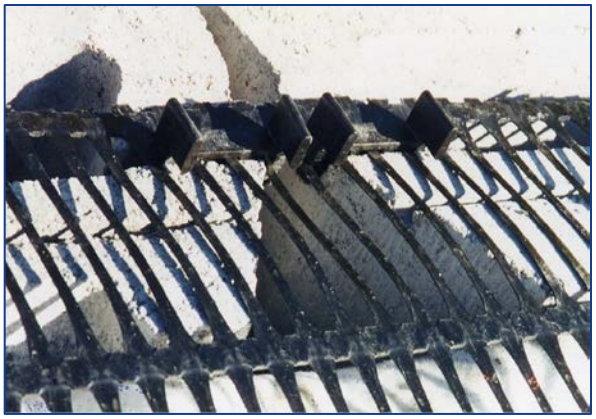
Mur à ancrages multiples avec paroi en béton armé.



Éléments de paroi regroupés et attachés pour le transport et le stockage.



Mur en TSM par des géogrilles avec paroi en blocs de béton imbriqués.



Connexion mécanique des géogrilles aux blocs remblai.



Mur en porte-à-faux en béton armé préfabriqué.



Mur en TSM par des armatures en acier avec paroi en béton armé.

CHAPITRE 13

PONCEAUX PRÉFABRIQUÉS

TABLE DES MATIÈRES

INTRODUCTION **13-1**

13.1 DOCUMENTS REQUIS **13-4**

13.2 EXIGENCES DE CONCEPTION **13-5**

13.3 MATÉRIAUX **13-6**

13.4 ASSURANCE DE LA QUALITÉ **13-6**

13.5 MISE EN ŒUVRE **13-8**

13.5.1 Excavations **13-13**

13.5.2 Coussin de support **13-14**

13.5.3 Remplissage des excavations et remblai **13-14**

13.5.4 Montage **13-17**

13.5.5 Raccordement des éléments **13-17**

PHOTOGRAPHIES **13-21**

FIGURES

Figure 13.1-1 Terminologie d'une structure de type ponceau 13-2
Figure 13.5-1 Suivi de la déformation lors du remblayage d'un ponceau métallique 13-16

INTRODUCTION

Le terme *ponceau* désigne une grande variété d'ouvrages sous remblai ayant une gamme très étendue d'ouvertures, soit de 450 mm de diamètre à 16 m de portée.

Ce chapitre traite des ponceaux préfabriqués utilisés sous le réseau routier, mais il ne traite pas des ponceaux situés sous une entrée privée ni des réseaux d'égout pluvial ou sanitaire.

Les types de ponceaux construits pour le Ministère sont inscrits au tableau 4.5-1, « Sélection des ponceaux », du *Tome III – Ouvrages d'art* de la collection Normes – Ouvrages routiers du Ministère. La grande majorité sont des ponceaux préfabriqués. Il est également possible, mais très peu fréquent, d'avoir des ponceaux en béton armé coulés en place et exigeant une conception complète particulière du concepteur. Ces ponceaux, qui peuvent être rectangulaires avec goussets ou voûtés, par exemple, sont construits selon les modalités du chapitre 4, « Ouvrages en béton », de ce manuel et à partir des plans et devis détaillés préparés par le concepteur. Le présent chapitre est, quant à lui, consacré aux ponceaux préfabriqués, lesquels sont soit prédimensionnés (section 4.5.4 du *Tome III – Ouvrages d'art*), soit homologués (section 4.5.5 du *Tome III – Ouvrages d'art*).

Toutes les mesures données dans les figures du présent chapitre sont en millimètres (mm).

Une section « Photographies » est incluse à la fin du présent chapitre pour illustrer certains éléments ou aspects des travaux de construction d'un ponceau préfabriqué présentés ci-après.

Types de ponceaux

Les différents types de ponceaux peuvent être regroupés selon leurs formes géométriques.

Les tuyaux circulaires utilisés comme ponceaux constituent un premier groupe. Ces tuyaux sont en béton armé ou non armé, en tôle ondulée en acier, en tôle forte ondulée en acier ou en polyéthylène haute densité (PEHD). La tôle ondulée en acier doit être aluminisée ou galvanisée avec un revêtement de type strate de polymère. La tôle forte ondulée en acier doit être galvanisée ou recouverte d'un revêtement de type copolymère thermoplastique.

Un deuxième regroupement comprend les conduits de forme arquée en tôle ondulée en acier ou en tôle forte ondulée en acier. Leur protection et leur revêtement sont du même type que ceux des ponceaux du premier regroupement.

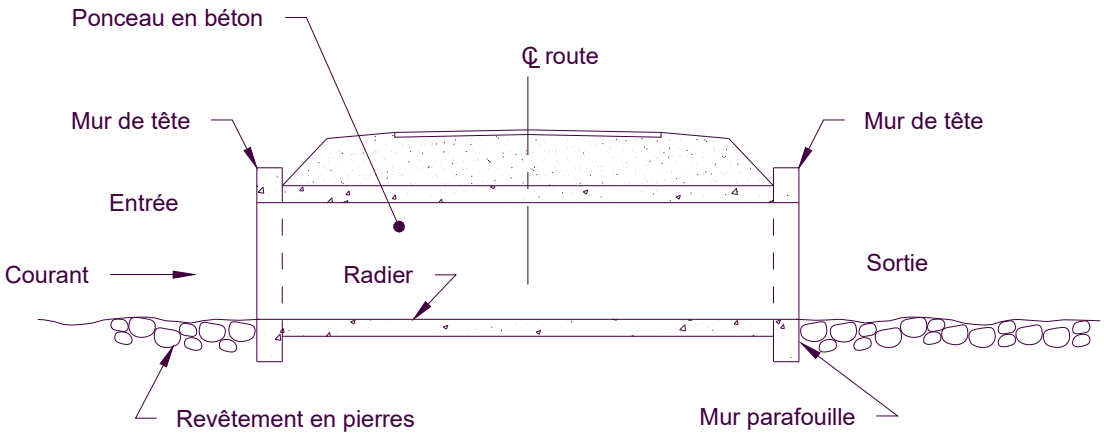
Deux types de structures voûtées forment un troisième regroupement d'ouvrages. Ce sont, d'une part, les ponceaux constitués d'éléments en béton armé préfabriqués et, d'autre part, les ponceaux formés de tôles fortes à ondulations profondes, galvanisées ou avec un revêtement de copolymère thermoplastique. Ces ponceaux sont des produits homologués.

Un dernier groupe comprend les structures préfabriquées en forme de cadres rectangulaires, fermés ou ouverts, en béton armé. Il englobe la série des ponceaux rectangulaires en béton armé prédimensionnés[1] du Ministère ainsi que des produits homologués.

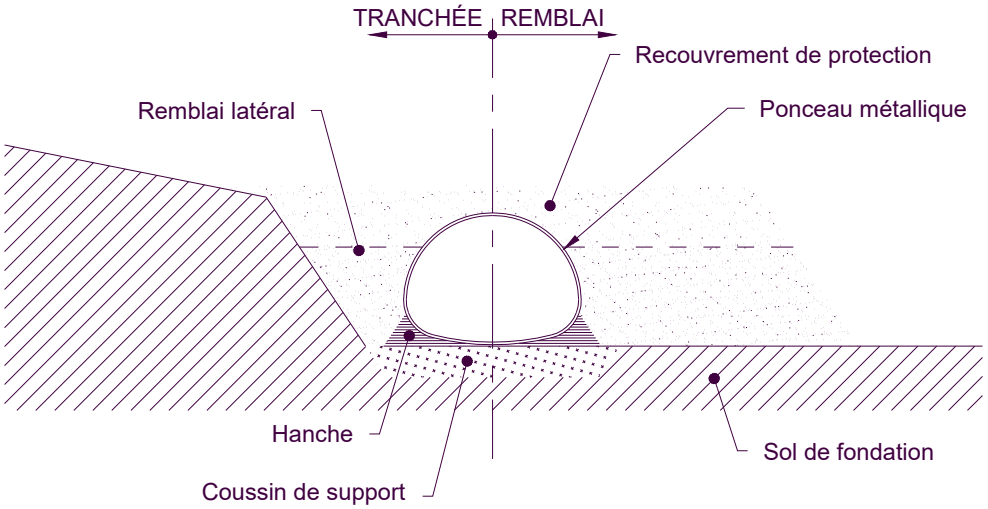
[1] Les plans types des ponceaux rectangulaires en béton armé coulés en place ou préfabriqués sont disponibles au chapitre 7 du *Manuel de conception des ponceaux*

Classes structurales

On peut également classer les ponceaux selon les deux catégories suivantes : les ponceaux rigides (en béton) et les ponceaux flexibles (en acier ou en PEHD). Ces derniers étant moins sensibles aux tassements différentiels en raison de leur tolérance à une certaine déformation, ils sont privilégiés lorsque le sol est de faible capacité portante (sol organique, silt ou argile). Les plans et devis indiquent parfois la valeur des tassements à prendre en compte lors de la mise en place de ce type de ponceau afin de prévoir une cambrure de l'assise, par exemple. Les ponceaux en béton armé (sur radier ou sur semelles) sont, quant à eux, généralement utilisés lorsque le sol a une capacité portante plus élevée. Ceux de forme rectangulaire ou arquée sont privilégiés lorsque le dégagement vertical entre le lit du cours d'eau et le profil de la route est limité.



Coupe longitudinale d'un ponceau en béton.



Coupe transversale d'un ponceau métallique.

Figure 13.1-1 Terminologie d'une structure de type ponceau

Ponceaux homologués

Lorsqu'il s'agit de ponceaux homologués, les documents de soumission ne détaillent pas l'élément à construire, mais contiennent plutôt toutes les données de conception (ouverture minimale, surface minimale d'écoulement, élévation minimale du soffite, etc.) permettant à l'entrepreneur d'élaborer la note de calcul et les plans d'atelier de l'ouvrage à réaliser. Pour ce faire, l'entrepreneur mandatera l'un des fournisseurs de produits homologués listés en option dans le devis spécial.

Les ponceaux homologués sont commercialisés par différents fournisseurs qui détiennent des droits de propriété ou des licences de commercialisation, et certains sont protégés par des brevets. Le surveillant n'a pas à se préoccuper de ces notions légales.

Bien que la construction d'un ponceau n'ait généralement pas l'envergure de celle des autres ouvrages d'art, il ne faut pas minimiser son importance. Pour les ponceaux homologués, le CCDG exige qu'un représentant certifié du fournisseur du ponceau soit présent afin d'appuyer techniquement les intervenants au chantier. Cette mesure exceptionnelle fait que le contenu de ce chapitre présente seulement les grandes lignes directrices liées à ce type de ponceaux.

Bien que ce représentant soit mandaté par l'entrepreneur, le surveillant doit établir une relation étroite avec lui afin d'être en mesure de comprendre les contraintes techniques du ponceau à construire. Il doit également prendre connaissance de l'avis technique du ponceau à construire puisqu'il s'agit d'un document contractuel pouvant contenir des exigences complémentaires. L'*Avis technique* est disponible sur le site Web du Ministère[2].

Mentionnons aussi que le fournisseur du ponceau doit veiller à ce que les travaux se déroulent adéquatement. En effet, en cas de problème concernant un type de ponceau en particulier sur un chantier, le Ministère peut en révoquer l'homologation.

Le surveillant doit aviser les responsables du Guichet unique de qualification des produits (GUQ) du Ministère lorsqu'il rencontre, dans le cadre d'un projet, un problème particulier avec un produit homologué. L'avis doit être écrit (lettre, note ou courriel), détailler ce problème et inclure les éléments suivants :

- mise en œuvre et méthode de travail;
- réunion avant la fabrication des éléments préfabriqués;
- présence du représentant du fournisseur du mur au début des travaux;
- disponibilité du fournisseur pour répondre aux questions de chantier liées à son produit;
- particularités observées ou difficultés rencontrées lors des travaux;
- géométrie et apparence du mur à la fin des travaux.

Cette liste n'est pas exhaustive. D'autres points jugés pertinents peuvent y être ajoutés.

[2] www.transports.gouv.qc.ca

Par ailleurs, dans tous les cas, le surveillant doit, à la fin des travaux de surveillance, remettre au chargé d'activité responsable de la surveillance du Ministère le relevé du profil de la paroi du mur, conformément aux exigences de la section « Documents à transmettre en fin de contrat » du devis de services professionnels « Surveillance des travaux de structures ».

13.1 DOCUMENTS REQUIS

L'entrepreneur doit respecter les exigences générales de la section 6.6 « Plans fournis par l'entrepreneur » du CCDG pour la remise des plans d'atelier des ponceaux préfabriqués, y compris le délai minimal de 2 semaines, que le Ministère s'accorde pour les étudier, et le format de préparation des plans. D'autres documents (note de calcul, fiche de conception et devis de construction) doivent également être remis avec les plans d'atelier.

Lorsqu'ils sont requis pour la manipulation des éléments, les dispositifs de levage doivent être conformes aux exigences présentées à la section 5.3.5.3 « Accessoires des coffrages » du présent document. Le Ministère spécifie également trois mortiers avec latex (plus performants) pouvant être utilisés pour le recouvrement en chantier des dispositifs de levage.

Lorsqu'ils sont requis pour la manipulation des éléments préfabriqués, les dispositifs de levage doivent figurer aux plans d'atelier. Dans le cas des ponceaux en béton armé, à l'exception des tuyaux, l'entrepreneur doit aussi fournir au surveillant les plans d'atelier du dispositif mécanique permettant de relier et de retenir les éléments entre eux. Les plans doivent également indiquer la résistance minimale du béton au démoulage. L'article 15.5.3.1 « Document requis » détaille les informations qui doivent être présentées sur les plans d'atelier.

Lorsque des barres d'armature sont fixées par soudure, les plans d'atelier doivent en faire mention, et le certificat de qualification d'usine et des soudeurs selon la norme CSA W186 « Soudage des barres d'armature dans les constructions en béton armé » doit être remis au moins 14 jours avant la réunion préalable, comme l'exige l'article 15.5.3.1 « Documents requis » du CCDG.

La fabrication des éléments préfabriqués des ponceaux homologués (voir l'article 15.5.3.3 « Réunion préalable à la fabrication » du CCDG) ne peut pas débuter avant que les plans d'atelier visés aient été retournés à l'entrepreneur et qu'une réunion préalable à la préfabrication soit tenue dans les locaux de l'usine de fabrication.

Ponceaux homologués

Les renseignements fournis sur les plans de soumission sont limités. Ils comprennent généralement une vue en plan pour situer le ponceau, une vue en élévation et des coupes types. Ces dernières montrent notamment l'ouverture minimale, le remblai au-dessus du ponceau, l'élévation des fondations et le tableau des élévations des niveaux d'eau. Les renseignements complémentaires nécessaires à la construction doivent être fournis par l'entrepreneur.

L'entrepreneur doit remettre au surveillant le devis de construction, les plans d'atelier et la fiche de conception. Toutefois, avant de transmettre ces documents au concepteur des plans de soumission, le surveillant doit s'assurer qu'ils sont signés et scellés par un ingénieur concepteur et signés par un ingénieur vérificateur.

Le devis de construction doit préciser la méthode de travail et les équipements nécessaires à la mise en place des éléments de ponceau, y compris les semelles ou le radier. Le surveillant doit s'assurer que ces méthodes de travail sont respectées par l'entrepreneur et signaler toute non-conformité au fournisseur du ponceau ou à son représentant lorsque ce dernier est présent sur les lieux. Précisions qu'en cas de contradiction ou de divergence entre les exigences du CCDG ou du devis spécial et celles du devis de construction du fournisseur, les exigences les plus sévères s'appliquent.

Le surveillant doit faire viser les plans d'atelier, la fiche de conception et le devis de construction par le concepteur des plans de soumission, qui doit les retourner au surveillant. Le concepteur qui vise un document reconnaît que ce dernier est conforme dans ses grandes lignes aux documents contractuels; l'entrepreneur conserve cependant l'entière responsabilité de la conception, de l'exactitude des détails, des dimensions et des quantités.

Ponceaux prédimensionnés

Les plans de soumission des ponceaux prédimensionnés contiennent quant à eux tous les détails de conception pour ces ponceaux.

Les plans d'atelier doivent être fournis mais n'ont pas à être signés, sauf s'ils ont fait l'objet d'ajouts ou de modifications par rapport aux valeurs prédéterminées à la section 4.5.4 du *Tome III – Ouvrages d'art* en fonction des conditions du site. De manière générale, le CCDG n'exige pas de note de calcul ni de plan de montage pour ces ponceaux, sauf dans le cas des tuyaux en tôle forte ondulée.

Le surveillant doit faire viser par le concepteur le plan d'atelier si ce dernier a été modifié (et donc signé par l'entrepreneur).

Tuyaux en tôle forte ondulée

L'entrepreneur doit fournir au surveillant la note de calcul, les plans d'atelier et un plan de montage. La note de calcul doit être signée par un ingénieur membre de l'Ordre des ingénieurs du Québec (OIQ). Les plans d'atelier et le plan de montage doivent être signés et scellés par un ingénieur membre de l'OIQ. La note de calcul et les plans d'atelier doivent être vérifiés par un ingénieur membre de l'OIQ.

Le surveillant doit faire viser par le concepteur la note de calcul ainsi que le plan d'atelier. Le plan de montage est transmis au concepteur pour information mais n'a pas à être visé par ce dernier.

13.2 EXIGENCES DE CONCEPTION

Les exigences de conception indiquées dans le CCDG s'adressent au concepteur du plan de soumission ainsi qu'à l'entrepreneur pour la préparation des plans d'atelier des ponceaux homologués et celle de la fiche de conception. Il n'incombe pas au surveillant de vérifier la conformité de ces documents au regard de ces exigences.

13.3 MATÉRIAUX

Les matériaux granulaires utilisés pour le remplissage des excavations et la mise en place du remblai des ponceaux préfabriqués doivent être conformes à la norme BNQ 2560-114 « Travaux de génie civil – Granulats ». À moins d'indication contraire dans l'*Avis technique* ou le devis de construction, les matériaux granulaires utilisés pour les ponceaux homologués doivent être conformes au fuseau granulométrique des MG 20, CG 20 ou CG 14 jusqu'à une hauteur de 600 mm au-dessus de l'ouvrage.

Le béton utilisé pour la fabrication des tuyaux en béton est indiqué à la norme BNQ 2622-126 « Regards d'égout, puisards, chambre des vannes et postes de pompage préfabriqués en béton armé ». Lorsque les fabricants des ponceaux préfabriqués en béton désirent un affaissement du béton au-delà de ce qui est autorisé par les exigences du béton de type V-S, soit 160 mm au maximum, le CCDG précise qu'ils peuvent utiliser un béton de type V-P, XIV-C (autoplaçant de construction) ou XVII-P (semi-autoplaçant de préfabrication) en remplacement du béton de type V-S afin de diminuer l'apparition de nids d'abeille.

Les joints d'étanchéité et les lubrifiants doivent être fournis par le fabricant des tuyaux lorsque ces dispositifs sont exigés dans les documents contractuels; ils sont nécessaires lorsque les plans et devis le spécifient ou lorsque l'entrepreneur choisit d'étancher les joints plutôt que d'utiliser un géotextile (dessin normalisé). Les manchons de raccordement des tuyaux métalliques doivent respecter les exigences de la norme 7101« Tuyaux en tôle ondulée ou nervurée et en tôle forte ondulée » du *Tome VII – Matériaux* de la collection Normes – Ouvrages routiers du Ministère.

La membrane autocollante pour joints est traitée à la section 10.4 « Membrane d'étanchéité pour joints » de ce manuel.

Si des soudures d'assemblage de tuyaux sont nécessaires à l'intérieur d'un ponceau, ce qui peut survenir surtout en cas de travaux d'insertion lorsque des changements d'angle sont requis, ces soudures doivent être conformes à la norme CSA W59 « Constructions soudées en acier (soudage à l'arc) ». Le surveillant doit donc exiger de la part des soudeurs des attestations de conformité et vérifier les conditions de réalisation de ces soudures (voir la section 15.8 « Ouvrages en acier »).

13.4 ASSURANCE DE LA QUALITÉ

L'assurance de la qualité relative aux matériaux doit être faite, notamment, selon les prescriptions du *Guide de surveillance – Chantiers d'infrastructures de transport.*

Béton et armature

Le surveillant doit se référer à l'article 15.4.2 « Assurance de la qualité » du CCDG pour plus d'information au sujet du béton et de l'armature.

Béton préfabriqué

L'usine chargée de la fabrication des éléments en béton préfabriqués des ponceaux doit être certifiée conformément à la norme CSA A23.4 « Béton préfabriqué – Constituants et exécution des travaux ». Cette exigence de l'article 15.5.2.1.2 « Certification du fabricant d'éléments en béton

préfabriqués » du CCDG est importante, puisque la certification permet au Ministère d'avoir l'assurance que l'usine est en mesure de procéder à la fabrication selon les exigences de cette norme.

Une réunion préalable doit être tenue avant la fabrication des éléments en béton préfabriqués, comme l'indique l'article 15.5.3 « Réunion préalable à la fabrication » du CCDG. Le surveillant doit se référer au chapitre 5 « Ouvrages en béton préfabriqués » de ce manuel pour plus d'information à ce sujet.

Au moins 4 semaines avant la tenue de la réunion préalable à la fabrication, l'entrepreneur doit aviser le surveillant du nom de son fournisseur et de l'usine à laquelle la fabrication aura lieu. Ces informations doivent être acheminées au responsable du contrôle de la qualité de la direction générale territoriale le plus tôt possible pour que ce dernier puisse organiser la surveillance en usine. Plus de détails sur ce point sont présentés à la section 5.2 « Assurance de la qualité » du présent manuel, au chapitre 5 « Ouvrages en béton préfabriqués ».

Mentionnons aussi que la Direction générale des structures a produit le formulaire F316.1 *Surveillance en usine – Murs de soutènement – Ponceaux* (disponible sur le site Web du Ministère) pour qu'y soient consignés les résultats des vérifications sur les éléments de béton préfabriqués en usine. Bien que le surveillant n'effectue pas directement ces vérifications, il doit s'assurer qu'elles ont bel et bien été réalisées à l'usine.

Certification des tuyaux

Les tuyaux en béton, en tôle d'acier ondulée (y compris les manchons d'accouplement) ainsi que les tuyaux et raccords en polyéthylène haute densité (PEHD) doivent provenir d'un fabricant dont les produits sont certifiés par le Bureau de normalisation du Québec (BNQ). Le surveillant doit donc s'assurer d'obtenir une copie de ce certificat avant le début des travaux.

Avis technique

À chaque ponceau homologué correspond un *Avis technique* particulier. Ce document contient des renseignements tels que l'identité du fournisseur, la description et les caractéristiques du produit ainsi que ses limites d'utilisation. Il présente aussi des exigences complémentaires à celles des autres documents du contrat. Il s'agit d'un document contractuel.

Attestation de conformité des matériaux granulaires

Une attestation de conformité est exigée pour chaque source de matériaux granulaires. De plus, lorsque le surveillant observe des changements importants dans l'apparence des matériaux, sur le plan de la couleur ou de la granulométrie, par exemple, ou dans le comportement du remblai au cours de la progression des travaux, il doit exiger une nouvelle attestation de conformité.

Lorsqu'un ponceau voûté en tôle ondulée galvanisée est utilisé, le CCDG exige que les matériaux granulaires de remplissage et de remblai répondent aux critères électrochimiques déjà prévus pour les inclusions métalliques des murs de soutènement homologués. Ces exigences sont dues au fait que ce type de ponceau, généralement de grande ouverture et muni de piédestaux, est conçu pour une durée de vie de 75 ans. Le surveillant doit donc vérifier que ces critères sont indiqués dans l'attestation de conformité et qu'ils sont bel et bien conformes.

Attestation de conformité et contrôle de réception des tuyaux

Le surveillant doit s'assurer d'obtenir une attestation de conformité pour les tuyaux utilisés, sauf ceux pour lesquels il est exigé que le fabricant soit certifié par le BNQ.

Il doit aussi effectuer un contrôle de réception des tuyaux utilisés, sauf ceux pour lesquels il est exigé que le fabricant soit certifié par le BNQ; dans ce dernier cas, le surveillant peut faire un contrôle de réception s'il doute de la qualité des produits livrés au chantier.

Attestation de conformité des ponceaux en béton préfabriqués

Le surveillant doit s'assurer d'obtenir une attestation de conformité des sections de ponceau en béton préfabriquées (tuyaux exclus) qui sont livrées au chantier. Les éléments doivent être fabriqués avec le même type de béton, comme l'exige l'article 15.5.2.1 du CCDG. Cette attestation est remise à la livraison des éléments au minimum 7 jours avant leur utilisation.

13.5 MISE EN ŒUVRE

Le surveillant doit s'assurer que les éléments en béton préfabriqués ne sont pas transportés de l'usine vers le chantier avant la fin de la période de cure. Rappelons que la durée de la cure est établie selon l'atteinte d'un des trois critères suivants : 140 °C-jours; 7 jours et 70 % de résistance; ou résistance à 28 jours (f'_c) (pour la majorité des éléments, les fabricants utilisent le critère de l'atteinte de la résistance spécifiée à 28 jours du béton). Cette exigence du CCDG vise à éviter tout bris prématuré des éléments lors du transport (voir le paragraphe « Cure des éléments » à la section 5.3.8 du chapitre 5 du présent manuel pour plus de détails à ce sujet). Tout élément transporté avant la fin de la période de cure doit être refusé. De plus, les éléments ne peuvent être incorporés à l'ouvrage avant que le béton ait atteint sa résistance à 28 jours.

Dans le cas des ponceaux homologués et des tuyaux de tôle forte ondulée en acier, le surveillant doit obtenir le nom du représentant qualifié du fournisseur du ponceau au moins 7 jours avant le début de l'installation pour pouvoir prendre contact directement avec lui. Pour les ponceaux homologués, le représentant doit être présent lors de la réunion de chantier précédant l'installation du ponceau et doit discuter de la procédure de mise en place détaillée au devis de construction du ponceau. Il est important que le surveillant et l'entrepreneur prennent connaissance de ce document avant l'installation puisqu'il contient des exigences de mise en œuvre propres au ponceau à installer.

Important

Tous les intervenants doivent bien comprendre les exigences du Ministère et celles du fournisseur avant de commencer l'installation.

Pour les ponceaux homologués et les ponceaux en tôle forte ondulée, la présence du représentant est exigée au début de l'installation du ponceau sur le coussin (fond de l'excavation). Sa présence est nécessaire pour qu'il puisse non seulement constater la conformité du coussin avant l'installation des éléments, mais aussi guider l'entrepreneur lors de la manipulation et de l'installation des éléments. Ces exigences visent à ce que soit respecté, entre autres, l'espacement maximal prévu entre ceux-ci (voir le devis spécial).

La date et l'heure du début de l'installation des ponceaux homologués ou préfabriqués ayant une ouverture de 3 m doivent être annoncées par l'entrepreneur, comme exigé dans le CCDG. L'avis doit être écrit et transmis au surveillant au moins 24 heures à l'avance.

Par la suite, au besoin, le surveillant peut exiger la présence du représentant lors des opérations d'installation, que ce soit pour les ponceaux homologués ou pour ceux en tôle forte ondulée.

Dans un délai de 7 jours suivant la fin des travaux de mise en œuvre d'un ponceau homologué, le devis spécial exige que l'entrepreneur remette au surveillant le formulaire *Attestation de conformité d'installation d'ouvrage homologué*. Ce dernier doit être signé conjointement par l'entrepreneur et l'ingénieur du fournisseur.

Rappelons que le devis de construction est produit par le fournisseur et qu'il fait partie des documents à remettre avant les travaux. Il est essentiel que le représentant qualifié du fournisseur soit présent de façon suffisante au chantier afin d'assister l'entrepreneur et de pouvoir attester de l'installation conforme au devis de construction à la fin des travaux. L'ingénieur du fournisseur qui signe l'avis peut déléguer un représentant au chantier pour l'assister, mais ce dernier doit travailler sous l'autorité et la supervision directe du signataire de l'avis. L'avis de conformité ne décharge pas le surveillant de ses responsabilités de vérification des exigences du devis spécial et du CCDG.

Mentionnons que le surveillant doit transmettre à l'entrepreneur, si ce dernier le demande, les résultats du contrôle de qualité des matériaux au chantier pour que le fournisseur puisse émettre son avis.

Réception

Dès la réception des tuyaux ou des éléments de ponceaux au chantier, le surveillant doit s'assurer que l'entrepreneur les entrepose dans un endroit en retrait de façon à ce qu'ils ne soient pas endommagés lors des opérations de chantier. Il doit aussi veiller à ce qu'ils soient déposés à plat sur des supports suffisamment rapprochés, ce qui évitera leur gauchissement. Il faut aussi prendre des précautions particulières pour entreposer adéquatement les joints d'étanchéité et éviter de les endommager. Le surveillant ne doit pas hésiter à intervenir auprès de l'entrepreneur si les conditions de déchargement et d'entreposage ne sont pas satisfaisantes.

Le surveillant doit aussi s'assurer, dès leur livraison, que les tuyaux ou les éléments de ponceaux sont conformes aux plans d'atelier visés.

Il doit immédiatement signaler toute anomalie à l'entrepreneur afin que les corrections soient apportées rapidement et que les travaux ne soient pas indûment retardés.

Le surveillant doit par la suite faire des inspections visuelles périodiques et continues des tuyaux ou des éléments de ponceaux, depuis leur livraison au chantier jusqu'à leur installation. Il ne doit pas hésiter à rejeter toute pièce qui lui semble endommagée.

En plus du tuyau, le surveillant doit vérifier les manchons livrés au chantier. Ceux-ci peuvent être de type collier ondulé ou de type collier partiellement ondulé. Leur largeur est fixée par la norme 7101 du Ministère. Les matériaux des manchons sont les mêmes que ceux employés pour la fabrication des ponceaux, de même que leur épaisseur et leur revêtement.

Rejet de tuyau ou d'élément de ponceau

Tuyau ou élément de ponceau en béton

- la classe du tuyau n'est pas celle qui est requise;
- des fractures ou fissures de la paroi sont présentes;
- des défauts, résultant d'imperfections dans le mélange, le malaxage ou le moulage, sont présents;
- des nids de cailloux ou une texture ouverte sont décelés;
- des dommages ou des fissures aux extrémités des tuyaux sont présents et rendent impossible la réalisation de joints satisfaisants;
- l'enrobage de béton des armatures n'est pas conforme aux exigences des avis techniques; celui-ci est mesuré par le surveillant au moyen d'un pachomètre;
- la longueur des éléments de ponceaux est inférieure à 1 m. Pour un ponceau en biais, la longueur du plus petit côté de l'élément d'extrémité doit être d'au moins 600 mm, sinon ces éléments doivent être bétonnés sur place. Ces exigences du CCDG visent à réduire le plus possible le nombre de joints;
- la longueur des éléments d'extrémité des tuyaux en béton est inférieure à 1 m; cette exigence vise à éviter le démantèlement de ces éléments en cas de mouvement des talus à l'extrémité du ponceau;
- la profondeur des cavités dans les parois de l'ouvrage nécessaires pour manipuler les éléments n'est pas inférieure à l'épaisseur de ces parois;
- une zone réparée en usine produit un son creux lorsqu'on la frappe avec un marteau d'inspecteur.

Tuyau en béton armé ou en béton non armé

Les exigences de la norme BNQ 2622-126 « Tuyaux et branchements en béton – Évacuation des eaux d'égout domestique et pluvial » s'appliquent.

Tuyau métallique

- l'épaisseur de la paroi n'est pas conforme aux exigences des plans et devis;
- des dommages non réparables (voir la section 15.14 « Galvanisation, métallisation et peinturage » du CCDG) sont constatés au revêtement anticorrosion;

- des déformations (écrasement) sont constatées sur la paroi du tuyau;
- des déformations (gauchissement), des bosses ou des courbures sont décelées sur la longueur du tuyau.

Tuyau en PEHD

Il faut rejeter un tuyau lorsque des déformations (écrasement) ou des défauts tels que des coupures, des perforations, des délaminations ou des bombements sont constatés sur la paroi du tuyau

Manutention

Le surveillant doit s'assurer que l'entrepreneur prend toutes les précautions nécessaires pour éviter que du sable, de la terre, des saletés ou des objets pénètrent dans les tuyaux durant leur entreposage et leur installation. Cette précaution est importante pour éviter que le revêtement des tuyaux métalliques soit endommagé ou que leurs extrémités soient inutilement salies, ce qui nuirait à leur assemblage.

Bien que l'entrepreneur doive prendre toutes les précautions nécessaires afin d'éviter tout dommage aux matériaux livrés au chantier, il doit être encore plus attentif par temps froid, puisque certains matériaux deviennent alors plus fragiles, notamment les tuyaux en PEHD. Il doit utiliser une méthode de travail qui préserve l'intégrité des tuyaux ou des éléments de ponceaux à toutes les étapes d'installation (mise en place, assemblage, remblayage). De plus, il doit s'assurer qu'aucune pièce d'équipement n'entre en contact direct avec les tuyaux ou les éléments de ponceaux. Dans le cas des tuyaux métalliques, afin de ne pas abîmer leur revêtement, l'entrepreneur doit les transporter en les soulevant, c'est-à-dire sans les glisser ni les rouler, jusqu'à l'endroit où ils seront mis en place.

Lorsque le revêtement anticorrosion des tuyaux métalliques est endommagé, il doit être réparé selon les modalités du chapitre 14 « Galvanisation, métallisation et peinturage » du présent manuel.

Découpage et ouvertures

Tout découpage d'un élément doit être fait au moyen d'une scie. Tout forage dans la paroi d'un ponceau doit être réalisé au moyen d'un foret muni d'un emporte-pièce pour les raccordements de 350 mm ou moins, et à l'aide d'une scie abrasive pour les raccordements de plus grand diamètre.

Aménagements des extrémités

La protection des extrémités est essentielle pour assurer la pérennité de l'ouvrage. Elle permet d'éviter des détériorations pouvant résulter de la présence même du ponceau dans le cours d'eau, tels les défauts d'affouillement, d'érosion, de soulèvement et de déformation.

Les extrémités des ponceaux peuvent prendre plusieurs formes, saillantes ou biseautées, et être munies ou non de murs de tête et de murs en aile. Un mur parafouille est requis à chacune des extrémités du ponceau. Ces dispositifs ont notamment pour rôle d'améliorer le rendement hydraulique du ponceau, d'augmenter sa résistance structurale, d'éliminer les problèmes d'instabilité et d'améliorer l'esthétique de l'ouvrage.

Dans le cas de tuyaux en acier aluminisé, il est important que les exigences concernant la pose d'une membrane d'étanchéité pour joints sur les tôles devant venir en contact avec du béton coulé en place soient respectées afin d'éviter le contact direct entre le béton et l'aluminium qui pourrait accélérer la détérioration de l'aluminium.

Extrémité et revêtement

L'extrémité saillante est la plus couramment utilisée, probablement en raison de son coût peu élevé. Elle doit être employée lorsque cela est indiqué dans les plans et devis. L'extrémité biseautée, quant à elle, est généralement utilisée pour les tuyaux métalliques de grand diamètre. Mentionnons qu'il est recommandé de ne pas biseauter le tuyau du radier jusqu'au sommet pour ne pas trop l'affaiblir, ce qui le rendrait vulnérable aux pressions latérales du sol et aux sous-pressions hydrauliques. Le surveillant doit se reporter au chapitre 4 « Ponceaux » du *Tome III – Ouvrages d'art* de la collection Normes – Ouvrages routiers du Ministère pour plus d'information à ce sujet. La pente du biseau est normalement identique à celle du talus de la route.

Dans le cas d'un tuyau positionné en biais par rapport à la route, il est important de s'assurer que les extrémités du ponceau sont perpendiculaires au ponceau et non à la route pour ne pas être affaiblies, à moins qu'elles soient intégrées dans un mur de tête.

Le revêtement consiste à protéger le remblai autour de l'extrémité du tuyau contre les effets du cours d'eau. Lorsqu'un géotextile est prévu dans les plans, il faut s'assurer que l'entrepreneur le met effectivement en place avant de déposer les pierres.

Mur d'extrémité

Les murs les plus employés sont les murs de tête et les murs en aile; ils sont généralement fabriqués en béton coulé en place ou préfabriqués.

Mur parafouille

Le mur parafouille joue un rôle essentiel dans la protection de l'ouvrage. Il est construit sous les extrémités du ponceau afin de le protéger contre l'affouillement et le soulèvement; il sert aussi à protéger le coussin de support contre l'infiltration et la perte de matériaux fins. Mentionnons que, lorsqu'il y a une extrémité biseautée en béton préfabriquée, le mur parafouille est installé à l'extrémité du ponceau, sous la section biseautée.

Le mur parafouille peut être fabriqué en bois traité, en béton ou en acier selon les indications des plans et devis. Il est recommandé d'ancrer l'extrémité des ponceaux en tôle ondulée ou en polyéthylène au mur parafouille pour éviter le soulèvement de l'extrémité.

Protection du lit du cours d'eau

Le calibre des pierres prévu dans les plans et devis ne doit pas être modifié, puisqu'il a été établi en fonction de la vitesse de l'écoulement de l'eau. Lorsqu'un géotextile est prévu dans les plans, il faut s'assurer que l'entrepreneur le met effectivement en place avant de déposer les pierres. Le surveillant peut se référer au chapitre 2 « Fondations » du présent manuel à ce propos.

13.5.1 Excavations

Fondation naturelle

Les travaux relatifs aux excavations doivent être réalisés selon les exigences de la partie 2.5.3 « Excavations » du chapitre 2 « Fondations » de ce manuel. Mentionnons que, dans le cas des tuyaux, l'article 15.2.5.3.1 « Dimensions des excavations » du CCDG stipule que la largeur de l'excavation doit excéder de 600 mm de chaque côté le diamètre extérieur du tuyau.

Pour les ponceaux de type tuyau seulement, les dimensions du fond de l'excavation dans le roc correspondent à celles du coussin de support.

> **Important**
>
> L'exigence du CCDG visant à éviter le remaniement du fond des excavations est particulièrement importante pour les tuyaux et les ponceaux, puisqu'elle concerne directement la stabilité de l'ouvrage et son comportement à long terme.

Le surveillant doit prêter une attention particulière à la qualité des sols en place. S'il a des doutes concernant la capacité portante du sol du fond des excavations, il doit consulter le concepteur.

Lorsque le fond de l'excavation est un matériau granulaire, le surveillant doit s'assurer que l'entrepreneur effectue la densification du sol en place, que des essais de contrôle de la compaction sont réalisés et que les résultats démontrent sa conformité aux exigences du chapitre 11 « Terrassement » du CCDG, soit 90 % de la masse volumique sèche maximale.

Comme l'indique la partie 2.5.3.2 « Fond des excavations » du chapitre 2 « Fondations » de ce manuel, il faut que le fond des excavations soit parallèle à la base de l'ouvrage pour que le coussin de support ait une épaisseur identique sur toute la longueur de l'ouvrage et que la capacité portante soit ainsi uniforme. Bien que cette dernière exigence soit importante pour tout type de ponceau, elle l'est particulièrement pour les ponceaux circulaires flexibles, puisqu'un bloc (surface dure) ou une poche de sol mou (surface molle) peuvent déformer ce type d'ouvrage; ces surfaces dures ou molles doivent être éliminées. Pour les mêmes raisons, on ne doit déposer les tuyaux ni sur des supports en bois ou en béton, ni sur des briques ou des pierres lors de leur mise en place, car ces surfaces sont dures.

13.5.2 Coussin de support

Contrairement aux autres types d'ouvrages, un coussin de support est toujours indiqué dans les plans et devis pour que le ponceau repose sur une surface ayant une capacité uniforme au moins égale à celle du sol sur lequel il est déposé. De plus, dans le cas d'un fond d'excavation rocheux, un coussin de support en matériaux granulaires permet d'éviter la présence d'une surface dure en contact avec les tuyaux. Cependant, le coussin de support n'est pas nécessaire si le fond d'excavation est composé de matériaux granulaires compactables selon les exigences.

Le coussin de support doit être réalisé au moyen de matériaux granulaires de type MG 20, sauf dans le cas des ponceaux rectangulaires en béton et des ponceaux voûtés sur radier en béton lorsque le fond des excavations est rocheux; dans ces cas, le coussin est fabriqué en béton pour égaliser l'assise. Mentionnons qu'il est interdit d'utiliser une pierre nette de 20 mm parce qu'il est impossible de la compacter suffisamment, ce qui risque de provoquer des tassements différentiels au niveau de l'uni du revêtement de la route. Il faut plutôt contrôler les venues d'eau sur le fond d'excavation pour que le coussin puisse être compacté adéquatement.

Dans le cas des tuyaux, les matériaux granulaires composant le coussin doivent être mis en place selon les indications suivantes :

- par couches d'épaisseur d'au plus 150 mm;
- sans masses gelées pour éviter la création d'une surface molle au dégel;
- compactés à 95 % de la masse volumique sèche maximale. Soulignons que la dernière couche de 150 mm sous le tiers central des ponceaux circulaires demeure remaniée pour qu'ils puissent se faire un lit dans le coussin de support. Dans le cas des ponceaux métalliques arqués, il faut aussi que la partie remaniée ou non compactée du coussin de support soit préformée pour suivre le contour du dessous du ponceau;
- selon une épaisseur totale qui varie selon le diamètre du ponceau (voir les plans et devis);
- selon le profil du diamètre extérieur, même aux extrémités du tuyau (bout femelle);
- selon une tolérance de ± 10 mm par rapport à une ligne droite reliant les extrémités de chaque longueur de tuyau. Bien que cette exigence ne soit pas contractuelle, elle doit être respectée.

Dans le cas d'un coussin de support en béton, le surveillant doit se référer au chapitre 4 « Ouvrages en béton » du présent manuel relativement au béton et aux travaux de bétonnage. Le béton spécifié pour ce type de coussin est de type V.

Le surveillant est invité à consulter la partie 2.5.4 « Coussin » du chapitre 2 « Fondations » de ce manuel pour plus d'information.

13.5.3 Remplissage des excavations et remblai

Autour des ponceaux, le remplissage des excavations et la mise en place du remblai doivent être réalisés conformément aux exigences du CCDG, à moins d'indications contraires aux plans et devis ou à l'avis technique pertinent. Le surveillant doit s'assurer que l'entrepreneur respecte en tout temps le mode de mise en place des matériaux granulaires et la compaction requise. Les essais de contrôle doivent être effectués selon les exigences du CCDG.

La circulation en chantier et celle des usagers sont permises au-dessus de l'ouvrage dès que la hauteur du remblai au-dessus de lui atteint la valeur spécifiée aux dessins normalisés.

Tuyaux

Le remplissage des excavations et la mise en place du remblai d'un tuyau constituent une étape importante de la mise en place de l'ouvrage; la qualité du remblayage détermine même dans plusieurs cas la capacité structurale de l'ouvrage. Le remblayage d'un tuyau est réalisé conformément aux exigences des dessins normalisés du chapitre 4 du *Tome III – Ouvrages d'art* de la collection Normes – Ouvrages routiers du Ministère.

Avant la mise en place du remblai latéral, il faut procéder à la pose du remblai sous le berceau des tuyaux (les hanches), délimité par l'angle formé par les aiguilles d'une montre positionnées entre 4 h et 8 h. Ce remblai doit être soigneusement mis en place et compacté puisqu'il assure le support adéquat du tuyau, particulièrement lorsqu'il est métallique ou en PE. En général, ces opérations sont effectuées manuellement à l'aide d'une pelle ou d'un pilon, sans équipement métallique qui pourrait endommager le revêtement anticorrosion des tuyaux. Les matériaux granulaires mis en place doivent être en contact ferme avec la totalité de la surface intérieure du tuyau, y compris les ondulations ou tout autre endroit difficile d'accès.

Ponceau métallique ou en polyéthylène

La présente section contient l'information pertinente au suivi des déformations des ponceaux flexibles lors des opérations de remplissage des excavations et de mise en place des remblais.

En effet, la déformation des tuyaux en PE ou métalliques, lors du remplissage des excavations et de la mise en place du remblai, constitue la principale source de complications au chantier. Tout changement dans les dimensions ou l'aplomb de l'ouvrage constitue un avertissement signifiant que les appareils lourds doivent s'éloigner de la structure. L'épandage et le compactage du remblai doivent se faire parallèlement (jamais perpendiculairement) à l'ouvrage pour que la machinerie lourde ne touche pas au ponceau et que la compacité du remblai soit uniforme. De plus, cette façon de travailler présente l'avantage de demander moins d'espace pour les manœuvres des équipements.

Il faut constamment surveiller la forme de la structure pendant le remplissage des excavations et la mise en place du remblai pour déceler rapidement toute déformation ou tout mouvement anormal. Le surveillant doit donc s'assurer que l'entrepreneur effectue les mesures de contrôle des déformations lors de ces opérations ainsi qu'à la fin de la mise en place du remblai. L'entrepreneur doit indiquer au surveillant la méthode qu'il a l'intention d'utiliser pour effectuer les mesures. S'il juge la méthode appropriée, le surveillant donne son accord, sinon il doit obtenir les ajustements nécessaires. La méthode proposée doit être adaptée aux dimensions de l'ouvrage.

Il existe plusieurs techniques pour vérifier la forme de la section de l'ouvrage. Pour les ouvrages de grand diamètre, la technique la plus simple consiste à utiliser des fils à plomb (voir la figure 13.5-1). Les fils sont installés par l'entrepreneur au droit de chaque joint d'assemblage. Le fait d'observer le déplacement des fils et d'apporter rapidement les correctifs nécessaires permet d'éviter les déformations ou les mouvements anormaux.

Pour un ponceau en PEHD, il faut arrêter les travaux si l'ouvrage se déforme de plus de 5 % par rapport à son dégagement vertical maximal.

Pour un tuyau en tôle, la déformation ne doit jamais dépasser 5 % de son dégagement vertical maximal si la portée est inférieure ou égale à 3 m, ou 2 % si la portée est supérieure à 3 m. Bien souvent, il s'agit de vérifier que le remplissage des excavations et la mise en place du remblai se font réellement de façon simultanée sur les deux côtés de l'ouvrage ou de s'assurer qu'aucun équipement lourd ne s'en approche trop. Si les déformations ne reviennent pas sous ces valeurs, l'ouvrage doit être rejeté. Cette exigence du CCDG vise à assurer la pérennité de l'ouvrage. De plus, le surveillant doit savoir qu'il n'est pas permis d'utiliser des équipements pour corriger les déformations, car un contact direct entre un équipement et l'ouvrage pourrait endommager ce dernier aux points d'appui.

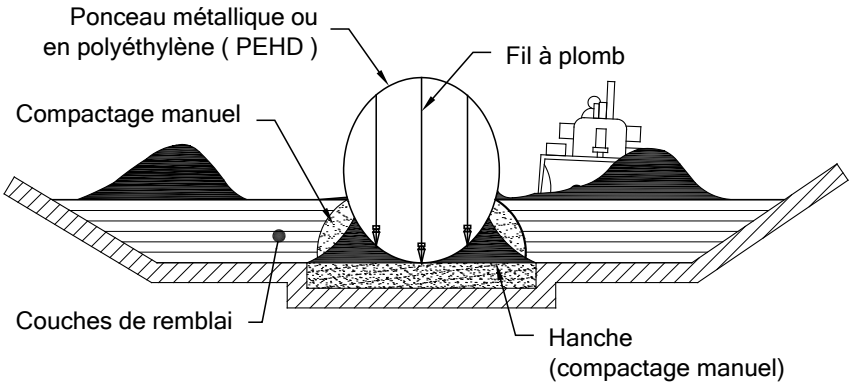


Figure 13.5-1 Suivi de la déformation lors du remblayage d'un ponceau métallique

Mentionnons qu'il est possible, pour les ouvrages de petit diamètre, de s'assurer du respect des déformations limites, une fois les remblais terminés, en employant un gabarit à neuf points de contact ou un profilomètre au laser ayant une précision d'au moins 0,25 %. Les caractéristiques de ces équipements sont détaillées aux figures 64 et 65 du devis normalisé BNQ 1809-300.

Ponceau voûté en tôle forte à ondulations profondes

Soulignons que, pour les ouvrages voûtés en tôle ondulée galvanisée, les étapes de mise en place du remblai ainsi que les équipements mécaniques à utiliser et leur positionnement doivent être conformes à la procédure du fournisseur, comme l'indique leur avis technique ou le devis de construction.

Mentionnons aussi que, pour ces ouvrages, la déformation due à la flexion ascendante ou descendante du sommet de la voûte ne doit pas dépasser respectivement 2 % et 1 % de la flèche (1 % pour un ouvrage rectangulaire). Le mouvement latéral doit être inférieur à 1 % de la portée. Les alignements longitudinal et transversal doivent être maintenus en tout temps. Lorsque des étais ou entretoises sont utilisés pour la manutention des ponceaux, ils doivent être enlevés puisqu'ils constituent une entrave à l'affaissement du sommet de la voûte lors du remblayage. Si le surveillant constate que les déformations (affaissement ou remontée de la voûte) dépassent les valeurs prescrites, il doit interrompre les travaux et en informer le concepteur, qui décidera des mesures à prendre.

13.5.4 Montage

L'assemblage des structures de type ponceau en tôle forte en acier ondulée comporte plusieurs étapes critiques. Bien que cela soit exigé pour tous les ponceaux homologués, il est particulièrement important pour un ponceau voûté en tôle forte en acier ondulée que le surveillant s'assure que le représentant du fournisseur du ponceau est présent lors de l'assemblage et du remblayage. L'entrepreneur doit suivre rigoureusement les méthodes prescrites par le fournisseur et le plan de montage présenté. Le surveillant doit s'assurer que la forme géométrique de la structure assemblée est conforme aux plans d'atelier avant d'autoriser la mise en place du remblai.

Pour un ponceau voûté en tôle forte en acier ondulée ou un tuyau circulaire de grand diamètre en tôle forte en acier ondulée, le couple de serrage mentionné au CCDG peut être difficile à évaluer correctement, même avec l'utilisation d'une clé dynamométrique. Le surveillant doit juger le couple de serrage conforme s'il n'est pas possible de desserrer les boulons avec la force d'un homme manipulant d'un seul bras une clé de longueur normale à mâchoires ou à fourche. Le surveillant doit vérifier la qualité du serrage de temps à autre, surtout au début de cette opération, pour être certain que l'entrepreneur utilise des méthodes appropriées.

Mentionnons que cette façon de faire est suffisante pour ce type d'ouvrage, même si elle diffère de celle indiquée au chapitre 8 « Ouvrages en acier et en aluminium » du présent manuel.

Le surveillant peut, au besoin, consulter le fournisseur ou la Direction générale du laboratoire des chaussées du Ministère (par l'intermédiaire du chargé d'activité responsable de la surveillance du Ministère [CARSM] dans le cas d'un surveillant employé par un prestataire de services).

13.5.5 Raccordement des éléments

Il faut assembler avec précision les éléments des tuyaux et des ponceaux préfabriqués en béton avec ou sans emboîtures de manière à assurer la fermeture des joints entre les éléments sur l'ensemble de l'ouvrage. Le surveillant doit, entre autres, veiller à ce que l'entrepreneur utilise des méthodes de mise en place qui ne favorisent pas l'intrusion de matériaux granulaires entre les éléments, notamment pour ceux qui sont déposés sur des fondations en matériaux granulaires.

L'entrepreneur doit normalement fixer des points de repère (une corde installée par arpentage ou au laser) afin d'assembler et de poser les éléments du ponceau suivant les alignements et les élévations prévus. Ces points de repère doivent rester en place jusqu'à la vérification des travaux.

L'entrepreneur doit suivre les recommandations du fabricant en ce qui concerne la méthode d'assemblage.

Dans le cas du ponceau rectangulaire en béton, il faut parfois installer un dispositif mécanique sur chacun de ses murs pour s'assurer de fermer complètement les joints et de retenir les éléments entre eux. Ce dispositif est détaillé dans les plans d'atelier.

Une fois l'assemblage de toutes les sections du ponceau terminé, l'alignement et la pente du ponceau doivent être tels que la pente n'est jamais nulle ni inversée sur aucune des sections du ponceau. Le respect du profil est nécessaire pour garantir l'écoulement adéquat des eaux et le comportement attendu des joints d'assemblage. Si les tolérances ne sont pas respectées, le surveillant doit consulter le concepteur pour qu'il analyse la situation.

Fermeture des joints

Pour les tuyaux en béton, l'espacement à l'emboîtement ne doit pas être supérieur à 12 mm pour les tuyaux ayant un diamètre nominal de 1 200 mm et moins, et à 20 mm pour les diamètres supérieurs. Pour les tuyaux en tôle ondulée, l'espacement à l'emboîtement entre les deux tuyaux sous le manchon ne doit pas être supérieur à 12 mm. Pour les tuyaux en polyéthylène, aucune ouverture entre les joints n'est permise.

Ponceau circulaire (tuyau)

Dans le cas des ponceaux métalliques, il faut s'assurer que l'alignement vertical et horizontal des sections de tuyau, les unes par rapport aux autres, est adéquat pour que les ondulations du manchon de raccordement s'emboîtent bien dans celles du tuyau.

Il faut assembler les sections de ponceaux en commençant par l'extrémité en aval de l'ouvrage. Cette exigence du CCDG vise à assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage au droit des joints. De plus, il faut positionner l'extrémité femelle de chaque section de ponceau vers l'amont pour favoriser un meilleur rendement hydraulique et réduire les exfiltrations d'eau au droit des joints.

Il est conseillé d'utiliser une barre de fer avec des pièces de bois pour assembler les tuyaux sans les endommager; l'entrepreneur peut aussi se servir d'un tendeur ou d'un treuil pour les ouvrages de diamètre important. Mentionnons que, dans le cas des tuyaux en béton, il faut éviter d'utiliser le godet d'une excavatrice, qui risque de les endommager. Si ce n'est pas possible de faire autrement, il faut au moins éviter un contact direct du godet sur le tuyau, en insérant, par exemple, une pièce de bois entre le godet et le tuyau.

Dans le cas des ponceaux métalliques ou en PEHD, il faut aussi s'assurer qu'aucune saleté ne se trouve entre le manchon de raccordement et la paroi du tuyau pour ne pas poinçonner le tuyau; de plus, ce dernier doit être centré au droit du joint. Il faut serrer progressivement les boulons des manchons de façon à assurer un contact continu et uniforme entre le manchon et le tuyau.

Dans le cas des tuyaux en polyéthylène à joints vissés, il faut s'assurer que les parois à assembler sont propres et lubrifiées avant le vissage.

Lorsque les joints doivent être étanchés soit parce que cela est exigé dans les plans et devis, soit parce que l'entrepreneur décide de les étancher, il doit mettre en place les joints d'étanchéité selon les recommandations du fabricant.

Interdiction

Il est interdit de mettre du lubrifiant destiné à faciliter la pose d'un joint d'étanchéité d'un tuyau en PEHD

Si l'étanchéité des joints n'est pas exigée, l'entrepreneur peut utiliser des bandes de géotextile (1 m de largeur pour une longueur correspondant à 1,3 fois le périmètre du ponceau) afin d'empêcher l'infiltration des matériaux granulaires situés au pourtour du tuyau. Cette exigence vise à éviter des infiltrations de matériaux fins du remblai à l'intérieur du ponceau, ce qui pourrait entraîner la formation de vides dans le remblai et de provoquer un affaissement de la route et, par conséquent, un soulèvement ou un écrasement des structures flexibles. Comme le mentionne le CCDG, il faut mettre en place la bande géotextile avant de déposer le ponceau pour que la bande puisse faire le tour du ponceau. Dans le cas des tuyaux en béton, les joints doivent être munis d'une garniture en caoutchouc insérée entre les extrémités et d'une bande de géotextile conforme aux exigences du présent paragraphe.

Autre ponceau en béton armé

Pour les ponceaux en béton, à l'exception des tuyaux, le devis exige de l'entrepreneur une mesure correctrice lorsque l'espace entre les éléments dépasse ce qui est permis par le fournisseur de la membrane. L'entrepreneur doit alors communiquer avec le fournisseur de la membrane pour déterminer les mesures à prendre.

L'annexe T2 « Critères d'installation des ponceaux préfabriqués » du devis spécial présente les valeurs autorisées pour ces types de ponceaux.

Comme l'indique l'*Avis technique* de certains ponceaux homologués, les joints entre les éléments de la voûte et ceux des semelles (ou du radier) doivent être décalés.

Joint flexible prémoulé et membrane d'étanchéité

Sauf pour les tuyaux, les joints entre les éléments doivent être comblés par un joint flexible prémoulé. Le diamètre du joint doit être adapté à la dimension de l'espace à combler et prendre en compte les chanfreins des arêtes. L'objectif est d'obtenir une surface uniforme entre les deux éléments. Ainsi, le creux doit être comblé sans pour autant créer de surépaisseur de plus de 12 mm par rapport à la surface des éléments.

Dans le cas des ponceaux en béton, le dessus des ponceaux doit être recouvert d'une membrane d'étanchéité pour dalle soudable lorsque le requièrent les plans et devis ou les plans d'atelier. Ce sera le cas, entre autres, lorsque le remblai à mettre en place au-dessus du ponceau a une épaisseur inférieure à 1 m. Si la membrane et l'enrobé sont posés directement sur le dessus d'un ponceau coulé en place (sans remblai), le devis spécial peut exiger des mesures plus importantes concernant la pose de la membrane.

Ces exigences touchent à la mise en œuvre du béton du dessus du ponceau, comme l'utilisation de la règle vibrante, la cure à l'eau, une texture de surface lisse et un délai de quelques jours pour le séchage. Ces exigences s'apparentent à celles concernant le dessus des dalles de pont, car le dessus du ponceau est alors exposé aux chlorures de manière similaire. Le surveillant peut consulter le chapitre 10, consacré aux membranes d'étanchéité, de ce manuel pour obtenir plus de détails concernant leur pose.

Note

Le nettoyage spécifié pour la pose de la membrane d'étanchéité pour dalle doit être fait au jet de sable et non au jet d'eau, qui apporterait de l'humidité sur la surface à recouvrir.

Tous les joints non recouverts de la membrane d'étanchéité pour dalle doivent être recouverts de deux bandes de membrane d'étanchéité pour joints : une première bande de 300 mm suivie d'une deuxième de 500 mm. Les membranes sont généralement posées après un délai minimal de 24 heures sans pluie et après l'enlèvement des poussières et des débris au jet d'air.

Immédiatement avant la pose de la membrane d'étanchéité pour joints, l'entrepreneur doit nettoyer la surface à recouvrir au jet de sable et la chauffer au moyen d'un chalumeau au propane. Ces exigences du CCDG (voir la sous-section 10.4 « Membrane d'étanchéité pour joints » de ce manuel ou le devis spécial) visent à optimiser l'adhérence de la membrane au béton.

PHOTOGRAPHIES

PONCEAUX PRÉFABRIQUÉS



Installation d'un tuyau en béton armé.



Compactage au début de la construction d'un tuyau en tôle ondulée.



Mise en place de la partie supérieure d'un ponceau voûté en béton armé.



Tuyau voûté en tôle ondulée galvanisée sur semelle en béton.



Ponceau rectangulaire en béton armé.



Insertion d'un tuyau en PEHD à l'intérieur d'un tuyau en tôle ondulée.

CHAPITRE 14

GALVANISATION, MÉTALLISATION ET PEINTURAGE

TABLE DES MATIÈRES

INTRODUCTION **14-1**

14.1 MESURES DE PROTECTION ENVIRONNEMENTALE POUR TRAVAUX DE MÉTALLISATION ET DE PEINTURAGE EN CHANTIER **14-2**

14.1.1 Mise en œuvre **14-2**

14.1.1.1 Enceintes de confinement 14-4

14.1.1.2 Gestion des résidus 14-7

14.2 GALVANISATION **14-10**

14.2.1 Matériaux **14-11**

14.2.2 Assurance de la qualité **14-11**

14.2.3 Mise en œuvre **14-11**

14.2.3.1 Préparation des surfaces 14-11

14.2.3.2 Procédé de galvanisation 14-12

14.2.3.3 Protection des éléments galvanisés 14-13

14.3 MÉTALLISATION **14-14**

14.3.1 Matériaux **14-14**

14.3.2 Assurance de la qualité **14-15**

14.3.2.1 Attestation de conformité 14-15

14.3.2.2 Contrôle de réception 14-15

14.3.3 Mise en œuvre **14-15**

14.3.3.1 Préparation des surfaces 14-15

14.3.3.2 Application 14-15

14.3.3.3 Autorisation de livraison 14-18

14.4 PEINTURAGE DES SURFACES D'ACIER 14-18

14.4.1 Matériaux 14-18

14.4.2 Assurance de la qualité 14-21

14.4.2.1 Homologation 14-21

14.4.2.2 Attestation de conformité 14-21

14.4.3 Mise en œuvre 14-22

14.4.3.1 Préparation des surfaces d'acier 14-22

14.4.3.2 Peinturage 14-29

14.4.3.3 Peinturage des surfaces d'acier métallisé 14-36

14.4.3.4 Peinturage des surfaces d'acier galvanisé 14-37

14.4.3.5 Autorisation de livraison 14-37

PHOTOGRAPHIES 14-39

FIGURES

Figure 14.2-1 Étapes du procédé de galvanisation à chaud 14-12

Figure 14.4-1 Documents des normes SSPC et NACE 14-23

Figure 14.4-2 Représentation de l'épaisseur du revêtement 14-31

Figure 14.4-3 Exemple de jauge à dents rectangulaire 14-31

Figure 14.4-4 Exigences d'échantillonnage des revêtements 14-34

INTRODUCTION

La protection de l'acier contre la corrosion est une condition importante de durabilité des structures comportant des poutres en acier ou des pièces métalliques, comme une glissière ou un joint de tablier.

Les exigences de conception et d'entretien des ouvrages tiennent compte de l'agression des surfaces d'acier par des brouillards, des écoulements ou des infiltrations d'eau chargée de chlorures. La nature du milieu environnant, la géométrie des éléments constituant l'ouvrage en acier, la durée de vie escomptée de l'ouvrage ainsi que les coûts liés à l'exécution des travaux sont des facteurs à prendre en compte dans la détermination des stratégies pour contrôler le processus de corrosion.

Les méthodes de protection anticorrosion diffèrent selon que les travaux sont réalisés en usine ou au chantier. Dans le cas d'un ouvrage en acier neuf ou pour de nouvelles pièces d'acier utilisées lors de la réparation ou du renforcement d'un ouvrage en acier, les systèmes de protection les plus couramment employés sont la galvanisation, la métallisation et le peinturage. Ces protections sont généralement effectuées en usine. Pour la remise en état d'un système de protection existant sur un ouvrage en acier en place, le peinturage au chantier est habituellement la stratégie retenue.

Une section « Photographies » est incluse à la fin du présent chapitre pour illustrer certaines notions ou certains éléments présentés ci-après.

14.1 MESURES DE PROTECTION ENVIRONNEMENTALE POUR TRAVAUX DE MÉTALLISATION ET DE PEINTURAGE EN CHANTIER

14.1.1 Mise en œuvre

En ce qui concerne les travaux exécutés au chantier, de nombreuses mesures sont inscrites au *Cahier des charges et devis généraux – Infrastructures routières – Construction et réparation* (CCDG) en vue d'assurer le respect de la qualité de l'environnement. Entre autres, des enceintes de confinement sont requises pour limiter l'émission de poussières et de résidus engendrés par la préparation des surfaces et l'application du système de peintures.

La gestion des résidus doit également être prise en compte lors de travaux au chantier. Le devis spécial précise le type de gestion requis pour les résidus. Ainsi, il revient au concepteur des plans et devis de prévoir le type de gestion dans ses documents selon la présence ou non de contaminants constatée à partir d'analyses de laboratoire réalisées en cours de préparation de projet.

Production de résidus

Les travaux de peinture de structures métalliques au chantier impliquent l'enlèvement de la peinture existante lors de la préparation des surfaces et l'application d'un nouveau revêtement de protection. Comme ces activités génèrent des résidus qui peuvent être une source de contamination, il faut prévoir des mesures de protection afin de respecter la qualité de l'environnement.

Avant les années 1990, le plomb et le chrome étaient des additifs couramment utilisés dans la fabrication des peintures. Afin de s'assurer qu'il n'y en a pas dans le revêtement existant, les règles de l'art indiquent que, si le revêtement est antérieur à 2000, des analyses doivent être effectuées sur la peinture en place.

Dès la phase de l'étude d'opportunité, présentée dans le cheminement de réalisation de projet routier prévu par la Ministère, il faut planifier l'analyse du revêtement existant sur la structure afin de relever la présence ou l'absence de contaminants dans la peinture existante. Puisque les résultats de cette analyse auront une grande influence sur le projet, ils doivent être connus le plus tôt possible pour que soit spécifié au devis spécial l'enceinte de confinement à exiger avant les travaux.

En présence de ces contaminants, il faut effectuer des essais supplémentaires pour déterminer leur potentiel de lixiviation. Ces tests permettent de savoir si ces contaminants sont bien fixés dans la matrice de la peinture ou s'ils se dissoudront pour ensuite se retrouver dans l'environnement. Ces deux résultats (présence et potentiel de lixiviation du plomb et du chrome) doivent figurer aux plans et devis.

Émissions de particules dans l'air

Les particules émises comprennent les poussières provenant de la préparation des surfaces, du nettoyage, de la manipulation de déchets, de la relocalisation des enceintes de confinement de même que des surplus de peinture dus à une pulvérisation excessive (*overspray*) pendant les opérations de peinturage.

Les opérations de nettoyage par abrasifs secs produisent généralement de plus grandes quantités de poussières qu'un nettoyage à l'aide d'outils manuels ou mécaniques. Le type d'abrasif et le niveau de préparation visé peuvent également influer sur la quantité de poussières produite.

Résidus liquides

Les résidus liquides comprennent les eaux provenant des opérations de nettoyage ainsi que celles produites lors d'un nettoyage à l'eau sous pression. Ils peuvent aussi provenir des produits de peinturage utilisés ainsi que de fuites ou de renversements accidentels de peintures et de diluants.

Résidus solides

Les principaux types de résidus solides sont les éclats de peinture, les dépôts de corrosion ou de saletés et les abrasifs utilisés lors des opérations de préparation des surfaces.

D'autres résidus solides peuvent être constitués des éléments suivants :

- les filtres provenant des systèmes de récupération de poussières et des équipements de recyclage;
- les cartouches des équipements de respiration assistée;
- les vêtements mis au rebut;
- les rebuts provenant des enceintes de confinement;
- les contenants vides de peinture et de diluant;
- les guenilles imbibées de diluant et de peinture;
- le sol contaminé par des renversements accidentels durant les travaux.

Les opérations liées au peinturage des charpentes métalliques au chantier exigent des mesures de protection environnementale, sans quoi les résidus peuvent se répandre dans l'environnement.

Les gouvernements ont établi différentes législations afin de limiter ou de prohiber les rejets polluants dans l'environnement. Les principaux règlements et mesures sont les suivants :

- la Loi sur la qualité de l'environnement (LQE) (RLRQ, chapitre Q-2);
- le Règlement sur l'assainissement de l'atmosphère (RAA) (RLRQ, chapitre Q-2, r. 4.1);
- le Règlement sur les matières dangereuses (RMD) (RLRQ, chapitre Q-2, r. 32);
- le Règlement sur l'enfouissement et l'incinération des matières résiduelles (REIMR) (RLRQ, chapitre Q-2, r. 19);
- le Règlement sur le transport des matières dangereuses (RTMD) (RLRQ, chapitre C-24.2, r. 43);
- -le Règlement sur le transport des matières dangereuses (Règlement sur le TMD) (DORS/2001-286)
- les règlements adoptés par les municipalités ou les municipalités régionales de comté (MRC) sur les rejets dans les réseaux d'égout;
- la Politique de protection des rives, du littoral et des plaines inondables (PPRLPI) (RLRQ, chapitre Q-2, r. 35).

En résumé, toute opération de nettoyage, de métallisation ou de peinturage ayant pour effet de rejeter des contaminants dans l'environnement est susceptible de contrevenir à l'article 20 de la LQE. De plus, le rejet de matières résiduelles (dangereuses ou non) dans l'environnement est interdit en vertu de l'article 66 de cette même loi. Par conséquent, les résidus générés doivent être entièrement récupérés et gérés conformément au REIMR.

De plus, lorsque les concentrations de matières lixiviables, notamment de plomb et de chrome, dans les résidus de nettoyage sont supérieures aux seuils établis dans le RMD, ces résidus sont considérés comme des matières résiduelles dangereuses, et leur gestion doit être conforme aux prescriptions prévues au RMD. Quant aux résidus liquides, ils doivent être gérés conformément aux règlements municipaux relatifs aux rejets dans les réseaux d'égouts pluviaux ou sanitaires. Enfin, les émissions de résidus de nettoyage se présentant sous forme de poussières et de particules fines ne doivent pas contrevenir au RAA. Par ailleurs, en vertu de la PPRLPI, les travaux sur les structures situées sur une rive, une plaine inondable ou le littoral d'un plan d'eau peuvent exiger l'obtention préalable d'une autorisation environnementale.

Tous ces aspects environnementaux et législatifs font qu'il est important de prévoir des mesures de protection environnementale, tout particulièrement lors des travaux de nettoyage. Ces mesures visent donc à ce que soient confinés et récupérés les résidus générés par ces opérations en vue de limiter leur diffusion dans l'environnement.

14.1.1.1 Enceintes de confinement

Toutes les technologies utilisées pour la préparation des surfaces ont le potentiel de produire certains types de résidus ou d'émissions qui doivent être contrôlés pour des considérations de protection environnementale. Les particules fines émises sont les plus difficiles à confiner et sont susceptibles de se déplacer sur de grandes distances, ce qui peut entraîner des répercussions à l'intérieur comme à l'extérieur du chantier.

Important

Pour les projets de peinturage, il faut établir des mesures de protection environnementale visant à minimiser la diffusion de ces particules et à maximiser leur récupération. Les plans et devis prescrivent le niveau de confinement de l'aire des travaux. Ce niveau est basé sur la présence ou l'absence de matières dangereuses telles que le plomb, le chrome ou l'amiante et non sur leur concentration dans le revêtement existant ni sur leur potentiel de lixiviation.

La conception d'une enceinte de confinement est propre à chaque pont. L'enceinte doit recouvrir toutes les surfaces métalliques du pont sur lesquelles les travaux entraînent des répercussions. Il est généralement recommandé d'utiliser des toiles en plastique spécialement conçues pour le type d'enceinte concerné. Non seulement ces toiles ont une grande résistance et des points de fixation robustes, mais elles sont translucides. Cette dernière particularité facilite l'exécution des travaux grâce à la présence de lumière naturelle. Le CCDG exige que le niveau d'éclairage à l'intérieur de l'enceinte soit au minimum de 300 lux. La performance des mesures de confinement dépend également de l'exécution de bonnes pratiques d'entretien. Par exemple, une réparation rapide des

trous, des coutures et des joints détériorés est essentielle à l'efficacité des enceintes de confinement. Le nettoyage régulier des aires de travaux, surtout lors de périodes de grands vents, est fortement recommandé pour éviter des situations dangereuses.

Les émissions produites dans le cadre de projets de peinturage de structures peuvent mener à une contamination de l'air, de l'eau et du sol environnants. Si les émissions hors de l'enceinte, malgré toutes les précautions et bonnes pratiques de tous les intervenants, ne peuvent pas être éliminées, leurs impacts sur l'environnement doivent être évalués selon un programme de surveillance déterminé.

Pour que les programmes de surveillance soient adéquats, différentes procédures d'analyse et d'échantillonnage sont possibles. Elles peuvent être utilisées pour déterminer les niveaux de contamination du sol, de l'eau et de l'air. Le programme de surveillance doit prévoir des échantillonnages avant le début des travaux pour mieux évaluer l'impact des travaux sur l'environnement. Toutes ces mesures et tous ces résultats d'essais peuvent, par la suite, être interprétés à la lumière de critères, de standards ou de lignes directrices prévus dans divers règlements relatifs à l'environnement.

Enceinte de confinement standard

Une enceinte de confinement standard est acceptable en l'absence de produits dangereux pour l'environnement ou la santé, ou dans les milieux moyennement à faiblement urbanisés. L'objectif de ce type d'abri est de réduire le plus possible la quantité de rejets de particules à l'extérieur de l'enceinte. Plusieurs exigences sont inscrites au CCDG, notamment en ce qui concerne l'étanchéité et la solidité de ce type d'enceinte.

Ce type d'abri doit retenir la quasi-totalité des particules, mais il n'a pas à être parfaitement étanche. Il est donc acceptable qu'une faible portion de particules volatiles se répande dans l'environnement, notamment en cas de forts vents ou de déchirure localisée. Dans de telles situations, l'entrepreneur doit demeurer vigilant.

Enceinte de confinement total

Ce type de confinement doit être étanche à la poussière et au vent, et doit prévenir la fuite de tout matériau dans l'environnement, y compris la poussière provenant du nettoyage à l'aide d'abrasifs. Il est en outre exigé lorsque des milieux fortement urbanisés ou particulièrement sensibles sont situés à moins de 50 m de l'aire de travail.

Une enceinte de ce type peut, entre autres, présenter les paramètres suivants :

- des entrées ou des sas étanches, de type vestibule;
- des toiles imperméables dont les coutures se chevauchent et sont scellées;
- des toiles fermement attachées à intervalles rapprochés pour réduire au minimum les charges de vent;
- un système de pression négative avec filtres à air;
- une bonne gestion des équipements et vêtements des travailleurs;
- des joints scellés entre les matériaux de construction tels que les panneaux de contreplaqué utilisés pour les planchers et les murs, ou tout autre équipement qui se prolonge hors de l'enceinte.

On considère cet ensemble de mesures comme optimal, puisqu'il favorise la récupération totale des résidus générés et prévient tout rejet dans l'environnement. De plus, l'utilisation d'un système à pression négative avec filtre offre une protection accrue aux travailleurs, car les poussières volatiles sont collectées en continu.

Lorsque la préparation des surfaces d'acier présentes dans l'enceinte est effectuée et que l'enceinte et les équipements utilisés à l'intérieur de celle-ci sont nettoyés, l'enceinte totale n'est plus requise et peut être transformée en enceinte standard puisque les contaminants ont été éliminés.

Protection des travailleurs

Lors des activités de nettoyage par projection d'abrasif sec, les travailleurs qui ne sont pas adéquatement protégés sont exposés à de l'air hautement contaminé par les poussières et les particules que génèrent ces opérations. Ces contaminants peuvent s'infiltrer dans l'organisme humain, principalement par ingestion et par inhalation.

L'ingestion et l'inhalation des peintures et des solvants, de même qu'une exposition répétée ou prolongée à ces produits, peuvent avoir des effets néfastes et même, dans certains cas, provoquer la mort. De plus, le contact de certains produits avec les yeux et la peau peut être extrêmement dangereux. Il est important que chaque travailleur ait pris connaissance des mesures de sécurité propres aux travaux, comprenne ces mesures et les applique. Les fiches de données de sécurité (FDS) des peintures et des solvants utilisés fournissent toutes les informations sur les normes de sécurité et les précautions à prendre pour la manipulation des produits. Ces informations sont habituellement les suivantes :

- le nom du produit;
- la description des dangers;
- la nature et les caractéristiques des composants;
- les premiers soins;
- les mesures à prendre en cas d'incendie ou de déversement accidentel;
- la manutention et le stockage;
- le contrôle de l'exposition et la protection individuelle;
- les propriétés physiques et chimiques;
- la stabilité et la réactivité;
- les données toxicologiques;
- les données écologiques;
- les données sur l'élimination du produit.

L'absorption de contaminants par voie digestive peut être réduite si l'on respecte des règles strictes d'hygiène, comme le contrôle de la manipulation de la nourriture dans la zone de travail et un lavage fréquent des vêtements de travail.

Pour éviter l'absorption de contaminants par voie respiratoire, il convient d'équiper les travailleurs d'appareils respiratoires individuels appropriés. Le type de protection dépend de la nature, de la forme et de la concentration des contaminants dans l'air ainsi que des conditions d'opération. Selon le cas, il s'agit d'appareils de protection respiratoire à épuration ou à approvisionnement d'air, ou encore d'un équipement qui combine les deux principes. Tous ces appareils doivent être testés et approuvés par le National Institute for Occupational Safety and Health (NIOSH).

Les respirateurs à épuration d'air sont constitués d'un masque qui enveloppe le nez et la bouche ainsi que d'éléments épurateurs d'air. Le travailleur respire de l'air ambiant, mais purifié par des cartouches remplaçables. Ce type d'appareil est principalement recommandé pour les travaux à l'intérieur de l'enceinte lorsqu'il n'y a pas de nettoyage par abrasifs.

Indépendamment de l'air ambiant contaminé, les respirateurs à approvisionnement d'air fournissent aux utilisateurs de l'air frais par des conduits de faible diamètre reliés à des compresseurs, à des réservoirs ou à une bouteille d'air comprimé. Ce type d'appareil est recommandé lors des travaux de nettoyage avec abrasifs à l'intérieur de l'enceinte.

En ce qui concerne le choix des respirateurs à utiliser, la réglementation québécoise, plus précisément le Règlement sur la santé et la sécurité du travail (RLRQ, chapitre S-2.1, r. 13, art. 45), renvoie au *Guide des appareils de protection respiratoire utilisés au Québec*, publié par l'Institut de recherche Robert-Sauvé en santé et en sécurité du travail (IRSST).

14.1.1.2 Gestion des résidus

Différentes approches peuvent être envisagées pour la récupération des résidus générés dans un projet de peinturage. Les résidus peuvent être récupérés au point de nettoyage des surfaces (par exemple avec un aspirateur) ou à partir de la zone générale de travail. Il faut intégrer les méthodes de collecte de résidus et d'enlèvement de la peinture selon le type d'enceinte de confinement.

Résidus liquides

Avant leur gestion finale, il faut filtrer les eaux usées captées lors de l'opération de nettoyage à l'eau sous pression pour en retirer les résidus solides. Ces eaux usées filtrées doivent être gérées conformément aux règlements sur les rejets dans les réseaux d'égout de chaque municipalité ou MRC où sont exécutés les travaux. Il est évident que ce type de nettoyage n'est pas à conseiller en présence de contaminants dangereux.

Si ces eaux usées ne sont pas conformes aux normes de rejet prévues dans le règlement, elles doivent être acheminées dans un lieu autorisé par le ministère de l'Environnement et de la Lutte contre les changements climatiques (MELCC). Les résidus de filtration doivent être caractérisés et gérés comme les résidus solides.

Quant aux peintures et aux diluants, ce sont des matières dangereuses. Par conséquent, ils doivent être entreposés et gérés de manière sûre et sécuritaire, conformément au RMD. Parmi les recommandations visant un entreposage adéquat des matières dangereuses, mentionnons les suivantes :

- entreposer les produits chimiques non utilisés et les résidus dans des endroits séparés, sécurisés et situés à l'extérieur des aires de circulation;
- utiliser seulement des récipients non endommagés et bien entretenus, sans rouille ni trous, munis de couvercles étanches et sécuritaires;
- s'assurer de pouvoir mettre en œuvre un plan d'urgence en cas de déversement sur le site;
- étiqueter clairement tous les récipients contenant des résidus, de façon à éviter le mélange potentiellement dangereux de matériaux réactifs;
- sortir à l'extérieur du site, aussi rapidement que possible, les produits chimiques et les résidus en excès;
- donner au personnel de la formation relative à la manipulation, à l'entreposage et à l'élimination des matières dangereuses utilisées ou produites au chantier.

Résidus solides

Les résidus solides (peinture, corrosion et abrasifs) constituent des matières résiduelles au sens de la LQE. En fonction des dispositions du RMD, ces matières résiduelles sont classées comme dangereuses ou non dangereuses. L'entrepreneur doit effectuer un essai de lixiviation sur ces résidus solides. Lorsque les résultats de lixiviation dépassent les normes du RMD, qui sont de 5 mg/l pour les deux contaminants (plomb et chrome), la peinture est considérée comme une matière dangereuse.

Toutefois, en raison de la dilution occasionnée par l'apport d'abrasifs et de produits de corrosion lors du décapage, il est possible que les résidus finaux se classent comme une matière non dangereuse même si la peinture a été classée initialement comme une matière dangereuse en vertu du RMD.

Le plomb et le chrome peuvent être très bien fixés dans la matrice de la peinture et ont, dans ce cas, un très faible potentiel de lixiviation. S'ils sont présents en très faible quantité dans le lixiviat, ces résidus solides peuvent être transportés dans un site d'enfouissement régi par le REIMR. Toutefois, si les contaminants se détachent facilement de la matrice de la peinture, leur potentiel de lixiviation étant élevé, les résidus de nettoyage doivent être transportés dans un site régi par le RMD.

Faite en présence du surveillant, la collecte des échantillons de résidus pour l'essai de lixiviation doit comporter l'échantillon le plus représentatif possible des résidus à gérer. Elle doit être effectuée conformément aux cahiers appropriés du *Guide d'échantillonnage à des fins d'analyses environnementales* du MELCC. La réalisation des analyses chimiques doit être confiée à un laboratoire possédant les accréditations du Centre d'expertise en analyse environnementale du Québec pour les paramètres à analyser. C'est le surveillant qui transmet les échantillons au laboratoire pour assurer une meilleure traçabilité.

Transport et élimination des résidus

En fonction de leur potentiel de lixiviation, les matières résiduelles doivent être transportées dans un site d'enfouissement (selon le REIMR) ou dans un lieu de traitement de déchets dangereux (selon le RMD)

Une fois chaque chargement livré au lieu autorisé visé, et ce, pour tous types de résidus, les documents attestant leur prise en charge par l'exploitant du lieu autorisé (bons de transport, bons de pesée électronique précisant leur nature, leur quantité, etc.) doivent être remis au représentant du Ministère.

Selon le RTMD (règlement provincial), le transporteur doit être titulaire d'un permis pour le transport des matières dangereuses résiduelles vers un lieu de traitement de déchets dangereux. Conformément à l'article 3.1 « Responsabilités de l'expéditeur » du Règlement sur le TMD (règlement fédéral), tout envoi de matières dangereuses doit être accompagné d'un document d'expédition.

Bien que le Règlement sur le TMD ne prescrive l'utilisation d'aucun formulaire particulier lié au document d'expédition, ce dernier doit contenir, entre autres, les informations suivantes :

- les noms et adresses de l'expéditeur et du destinataire;
- la date à laquelle le document d'expédition a été établi ou remis en premier à un transporteur;
- la description de la matière dangereuse comprenant, dans l'ordre suivant :
  - le numéro UN (numéro d'identification du produit attribué conformément aux normes établies par l'Organisation des Nations unies);
  - l'appellation réglementaire;
  - les classifications primaires et subsidiaires, s'il y a lieu;
  - le numéro d'identification du produit;
- pour chaque appellation réglementaire, la quantité de marchandises dangereuses et l'unité de mesure utilisée pour en exprimer la quantité;
- un numéro de téléphone d'urgence permettant de joindre en tout temps l'expéditeur.

Ces renseignements ne constituant qu'une partie de l'information devant figurer sur le document d'expédition, il faut consulter l'article 3.5 du Règlement sur le TMD pour la connaître au complet.

Le transporteur doit s'assurer, lorsqu'il prend en charge un envoi de matières dangereuses, qu'il reçoit de l'expéditeur une copie du document d'expédition et que ce document contient les informations requises par le règlement. Le transporteur doit vérifier que les produits transportés correspondent, en quantité et en catégorie, à ceux indiqués au document d'expédition. Une copie du document doit accompagner l'envoi jusqu'à sa livraison au lieu autorisé par le MELCC. Le transporteur remet au destinataire, ou à la personne à qui il transfère les matières dangereuses, une copie du document. De plus, le surveillant doit s'assurer de recevoir une copie finale de ce document afin de vérifier que les produits ont bel et bien été acheminés à un centre de traitement approprié.

14.2 GALVANISATION

Le CCDG exige que la galvanisation soit effectuée à chaud. Bien qu'il existe sur le marché des procédés de galvanisation dites *à froid*, ceux-ci n'ont pas démontré hors de tout doute une performance équivalant à la galvanisation à chaud. Le procédé de galvanisation n'est pas indiqué sur les plans et devis, car le procédé à chaud ayant été jusqu'à récemment le seul disponible, il était inutile de le spécifier. Au lieu de modifier tous les documents types du Ministère, il a été jugé plus facile de modifier le CCDG en y ajoutant que le seul procédé de galvanisation accepté est le procédé à chaud.

La galvanisation à chaud est effectuée en usine et est généralement limitée à des éléments d'une longueur maximale de 16,9 m, d'une largeur maximale de 1,7 m et d'une profondeur maximale de 3,4 m en raison de la taille des bains de galvanisation. Les dimensions maximales des bains de galvanisation disponibles au Québec sont actuellement de 1,83 m de largeur sur 17,0 m de longueur et 3,66 m de hauteur. Si une pièce présente des dimensions plus grandes que celles du bain, il est possible d'effectuer le trempage en deux étapes en la tournant. Cependant, cette pratique est déconseillée : elle est beaucoup plus coûteuse, car chaque étape de nettoyage et de préparation des surfaces doit être effectuée en double trempage, ce qui entraîne la formation d'une ligne de galvanisation peu esthétique.

La présente partie du manuel traite notamment de la galvanisation des systèmes structuraux (poutres, diaphragmes et contreventements), des équipements (appareils d'appui, joints de tablier, glissières, garde-fous et drains) et des armatures du béton. Elle ne couvre pas les produits présents sur le marché et galvanisés d'avance (boulons, attaches de coffrage). Ces produits sont indiqués au CCDG, et les exigences concernant leur galvanisation apparaissent généralement dans leurs normes respectives.

Pour les pièces peu visibles du dessous d'un tablier (contreventements, entretoises et longerons), les plans et devis exigent souvent qu'elles soient galvanisées parce que cela facilite les travaux, notamment en raison de la robustesse de ce revêtement. Le surveillant doit cependant refuser toute demande de l'entrepreneur visant à étendre la galvanisation à d'autres pièces plus visibles, comme les longerons de rive, car cela peut nuire à l'aspect esthétique de l'ouvrage.

La méthode de galvanisation à chaud consiste à immerger les pièces d'acier dans une série de bains pour les préparer et, par la suite, à les immerger dans un dernier bain de zinc en fusion à une température d'environ 450 °C. À cette température se forment près de la surface d'acier des couches d'alliages métallurgiques fer-zinc dont la composition varie graduellement jusqu'à ce qu'elles soient faites de zinc pur en surface.

La galvanisation est basée sur le principe de protection sacrificielle cathodique, ce qui signifie qu'un courant électrique s'établit entre le métal contenu dans le revêtement et le métal à protéger, le premier agissant comme une anode, et le second, comme une cathode. La différence de potentiel entre les deux métaux fait que le métal le plus électronégatif (le zinc) est sacrifié au profit du moins électronégatif (l'acier). Si d'autres métaux sont présents, on peut consulter leurs échelles d'électronégativité sur Internet. Ce processus nécessite cependant la présence d'un électrolyte et d'oxygène. Si l'eau elle-même est un mauvais électrolyte, la présence de sels ou d'autres contaminants favorise grandement les échanges ioniques produisant la corrosion.

14.2.1 Matériaux

La galvanisation à chaud doit être effectuée à l'aide de zinc conforme à la norme ASTM B6. Le bain de zinc doit contenir un minimum de 98 % de zinc en poids, conformément à la norme ASTM A123.

14.2.2 Assurance de la qualité

Pour effectuer le contrôle de la qualité de la galvanisation d'éléments en acier réalisée en usine, le surveillant doit s'assurer que l'entrepreneur fournit une attestation de conformité contenant les informations de base relatives au processus de galvanisation (galvaniseur, lieu, date, épaisseur, adhérence, qualité). De plus, il peut aviser la Direction du contrôle de la qualité des matériaux (DCQM) de la Direction générale du laboratoire des chaussées (DGLC) du Ministère (par l'entremise du chargé d'activité du Ministère si le surveillant est employé par un prestataire de services) afin que soit elle, soit l'un de ses prestataires de services effectue un contrôle de réception.

Puisque ce contrôle n'est pas systématique, le surveillant ne reçoit pas toujours de rapport. S'il décèle la moindre anomalie dans la galvanisation, il doit informer la DCQM pour qu'elle améliore au besoin son contrôle de la qualité.

Le surveillant doit vérifier les différentes pièces à leur arrivée au chantier afin de s'assurer que la galvanisation n'a pas été endommagée pendant le transport ou la manutention et qu'il n'y a pas de rouille blanche. L'épaisseur de zinc est vérifiée systématiquement par le galvaniseur. La DCQM effectue régulièrement des audits qui permettent de vérifier le processus qualité du galvaniseur. En ce qui concerne les épaisseurs requises de galvanisation, le CCDG renvoie aux normes ASTM A123 « Standard Specification for Zinc (Hot-Dip Galvanized) Coatings on Iron and Steel Products » et ASTM A767 « Standard Specification for Zinc-Coated (Galvanized) Steel Bars for Concrete Reinforcement » pour les armatures. L'épaisseur de la galvanisation varie en fonction de l'épaisseur et du type d'alliage des pièces.

Le CCDG offre la possibilité d'effectuer un contrôle de réception en chantier. Le surveillant peut l'effectuer s'il a des doutes sur la qualité ou l'épaisseur de la galvanisation. Outre l'épaisseur, il peut vérifier l'adhérence par la méthode du couteau (*cut test*), selon la norme ASTM A123. Cette méthode consiste à effectuer une courte mais profonde égratignure à l'aide d'un couteau pointu. Avec la pointe du couteau, il doit être très difficile de peler la galvanisation de part et d'autre de cette égratignure. Comme ce test est destructif, des retouches doivent être effectuées conformément au CCDG. En ce qui concerne les barres d'armature, la vérification de l'adhérence de la galvanisation, principalement au rayon de pliage, est effectuée par un léger brossage à l'aide d'une brosse en acier inoxydable.

14.2.3 Mise en œuvre

14.2.3.1 Préparation des surfaces

Avant d'être galvanisée, la pièce subit une série de trempages, de rinçages et de séchages pour que tous les contaminants soient complètement éliminés et que la surface à galvaniser ait une rugosité optimale. Par la suite, la pièce est plongée dans un bain de flux liquide puis mise à sécher. La figure 14.2-1 présente les différentes étapes de la galvanisation.

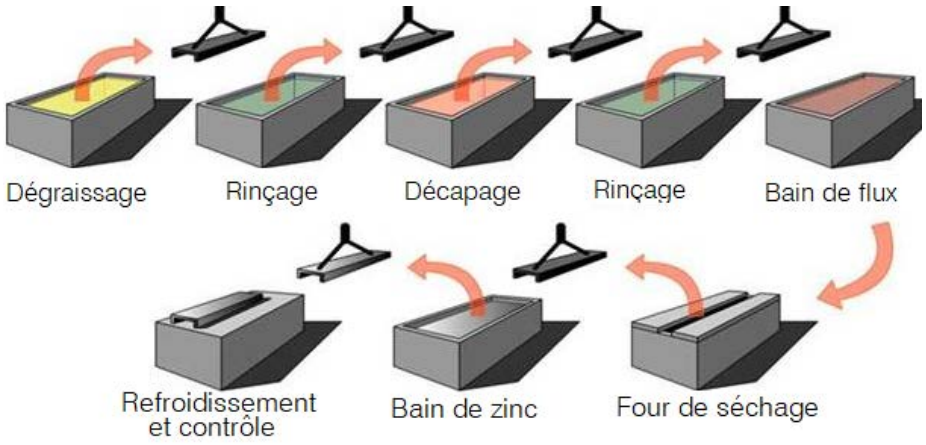


Figure 14.2-1 Étapes du procédé de galvanisation à chaud

14.2.3.2 Procédé de galvanisation

La galvanisation à chaud est un procédé métallurgique, c'est-à-dire que le zinc et le substrat d'acier s'amalgament. Il ne s'agit pas d'un lien mécanique, mais d'une réaction métallurgique, ce qui donne un résultat beaucoup plus robuste. L'épaisseur de galvanisation est subdivisée en quatre couches distinctes (gamma, delta, zêta et êta). La première d'entre elles (couche gamma) est faite d'un alliage constitué à 75 % de zinc et à 25 % de fer, et la couche en surface (couche êta) est composée à 100 % de zinc pur à la sortie du bain de zinc.

Le temps d'immersion dans le bain de galvanisation dépend principalement du volume et de l'épaisseur des parois de la pièce à galvaniser. Cette période doit être suffisamment longue pour que l'échange thermique complet puisse se faire entre la pièce métallique et le zinc en fusion. Après une certaine durée d'immersion, la réaction métallurgique stagne, et l'épaisseur de la galvanisation n'augmente plus de façon importante.

L'épaisseur de la galvanisation est très influencée par la composition chimique de l'acier (surtout en silicium et en phosphore), par la géométrie de la pièce et par les opérations de fabrication (laminage, soudage, dressage, nettoyage, etc.).

Lorsque les pièces galvanisées sont exposées à l'air ambiant, une couche de passivation composée de carbonates de zinc se forme en surface (carbonatation), ce qui augmente la dureté de la galvanisation et réduit la vitesse de corrosion du revêtement. La formation de cette couche de protection prend de 6 à 12 mois. Pour favoriser ce processus, il est important de bien entreposer les pièces : elles doivent bénéficier d'une bonne aération et d'un bon drainage, car le manque d'air et l'accumulation d'eau retardent la carbonatation et favorisent la formation d'oxydes de zinc non protecteurs, ce qui est plus communément appelé *rouille blanche*. Cette dégradation de la couche de galvanisation progresse en fonction des mauvaises conditions d'entreposage et du temps d'exposition des pièces à ces conditions inadéquates. La DCQM a récemment produit un guide complet sur ce phénomène (*Guide de contrôle de la qualité des pièces galvanisées à chaud*) téléchargeable sur Internet.

Armature

Les barres d'armature galvanisées doivent être pliées après avoir été galvanisées. Cette exigence est nécessaire puisque, lors du pliage, des microfissures se forment dans la barre d'armature dans la partie extérieure du rayon de pliage. Lors des opérations de nettoyage à l'acide faisant partie du procédé de galvanisation, des sels d'acide restent prisonniers de ces microfissures et peuvent altérer la durabilité des armatures, car ils favorisent une corrosion fortement localisée.

La section 4.3.3 « Armature » du chapitre 4 de ce manuel donne plus de détails sur les armatures galvanisées.

14.2.3.3 Protection des éléments galvanisés

Une fois les matériaux livrés au chantier, l'entrepreneur doit, entre autres, se conformer aux exigences du CCDG relatives à la circulation de l'air et de l'eau entre les pièces pour éviter la formation de rouille blanche. Puisque la carbonatation de la couche de zinc n'est généralement pas complète, la galvanisation est relativement fragile, et une attention particulière doit être apportée à la manutention des pièces. Il est conseillé d'utiliser des élingues non métalliques ou tout autre système visant à éviter le contact entre le composant métallique d'un équipement de manutention et les éléments galvanisés.

Réparation après la galvanisation

Le CCDG exige que des retouches soient effectuées selon des critères de superficie maximale endommagée. Toutes les défectuosités d'une largeur inférieure à 25 mm et pour lesquelles l'addition des superficies déficientes n'excède pas 0,5 % de la surface totale de la pièce peuvent être réparées. Au-delà de ces limites, la galvanisation doit être entièrement reprise, ou réparée par métallisation localisée, car d'autres types de réparations n'assurent pas une durabilité acceptable.

Si de la rouille blanche se forme, il faudra effectuer une évaluation selon les instructions du *Guide de contrôle de la qualité des pièces galvanisées à chaud* pour établir les actions à prendre en fonction de l'ampleur de la dégradation du revêtement. Au besoin, le surveillant peut consulter la DCQM du Ministère.

Les surfaces aptes à une réparation doivent être préalablement nettoyées selon les exigences de la norme SSPC-SP 11 « Power Tool Cleaning to Bare Metal ». Il faut appliquer au pinceau deux couches d'enduit riche en zinc dans les conditions environnementales spécifiées sur la fiche technique du produit employé.

Le CCDG exige que les enduits riches en zinc utilisés en usine ou au chantier offrent une teneur métallique en zinc solide d'au moins 87 % dans le feuil sec par unité de poids (solide/poids). La réparation doit offrir une épaisseur totale minimale d'enduit sec de 130 μm.

Pour les barres d'armature, le pliage après la galvanisation crée occasionnellement la fissuration ou l'écaillage de la galvanisation dans le rayon de pliage. Le CCDG spécifie que la somme des superficies d'écaillage ne doit pas être supérieure à l'aire de la section transversale de la barre d'armature. Si cette somme excède cette valeur, mais qu'elle est inférieure à son double, la galvanisation peut être réparée par ajout de deux couches d'enduit riche en zinc. Si l'écaillage est supérieur au double de l'aire de la section de la barre d'armature, il faut rejeter cette dernière.

Le Ministère a évalué plusieurs enduits riches en zinc parmi les plus courants sur le marché et a accepté les produits suivants :

- ZRC de ZRC Worldwide;
- Pâte de zinc 70-40 de Metaflux Soditec;
- Crown – 7007VG de Crown;
- Zinga de Zingametal BV;
- Rust-Anode de Bio-Protect SA;

Si l'enduit proposé par l'entrepreneur ne se trouve pas dans cette liste, le surveillant doit consulter la fiche technique du produit afin de vérifier que l'enduit offrira un minimum de 87 % de zinc dans le feuil sec en poids. Bien que certains produits mentionnent qu'ils contiennent 99 % de zinc pur, cette information n'est pas pertinente, puisqu'il faut plutôt vérifier sa teneur dans le feuil sec. De plus, l'utilisation de produits en aérosol est interdite, parce qu'ils n'offrent pas le minimum de 87 % de zinc et qu'il est très difficile d'obtenir une bonne uniformité de sa teneur. Les seuls produits acceptés sont ceux qui s'appliquent au pinceau ou au rouleau.

Dans le cas des semelles inférieures des poutres en acier galvanisé à souder aux appareils d'appui, le surveillant doit s'assurer que la préparation des surfaces par meulage est adéquate et que les soudures sont protégées au moyen de deux couches d'enduit riche en zinc, comme le décrit le CCDG.

La galvanisation de toutes les extrémités des armatures coupées doit être réparée.

14.3 MÉTALLISATION

14.3.1 Matériaux

Tout comme la galvanisation, la métallisation fournit une protection anticorrosive de type galvanique aux éléments en acier grâce à l'action sacrificielle du zinc. Bien que la métallisation puisse se faire au chantier, elle est surtout réalisée en usine en raison des exigences élevées concernant la préparation des surfaces.

Le procédé de métallisation consiste à pulvériser, à haute vitesse, des gouttelettes de zinc en fusion sur le métal préalablement préparé. Contrairement à la galvanisation, l'adhérence de la métallisation à son substrat est réalisée par un lien mécanique (accrochage). Les gouttelettes ne forment pas une couche de zinc compacte, mais plutôt légèrement poreuse. Cette porosité fait que, dans un environnement salin ou agressif, la métallisation seule n'est pas une solution optimale en matière de durabilité, bien que l'augmentation de l'épaisseur puisse permettre d'augmenter la durée de vie du revêtement. L'application d'un scellant ou de peinture sur la métallisation est alors préférable à une plus grande épaisseur de zinc.

Toujours contrairement à la galvanisation, la métallisation n'est pas soumise à des contraintes relatives à la longueur des pièces, puisque l'application est effectuée à l'aide d'un équipement de pulvérisation mobile (robotisé ou manuel) qui s'apparente à un pistolet classique à peinture hydraulique.

14.3.2 Assurance de la qualité

14.3.2.1 Attestation de conformité

L'entrepreneur doit fournir au surveillant les attestations de conformité pour chaque lot de métal d'apport de métallisation contenant les informations suivantes :

- le nom du fabricant du métal d'apport;
- le nom du produit;
- le diamètre du produit;
- les résultats d'analyse chimique du métal d'apport;
- le numéro du lot de production.

14.3.2.2 Contrôle de réception

Le contrôle de réception pour le métal d'apport n'est pas systématique pour chaque projet. Cependant, lorsqu'il est effectué sur le métal d'apport, un échantillon de 1 m de chaque lot du métal d'apport doit être prélevé par le représentant de la DCQM.

Les résultats de ce contrôle doivent être conformes à la norme ASTM B833.

14.3.3 Mise en œuvre

14.3.3.1 Préparation des surfaces

Le CCDG exige que les surfaces devant recevoir la métallisation soient préparées selon le type de soin SSPC-SP 5/NACE n° 1 « Sablage à blanc ». Les types de soins SSPC et NACE sont définis dans la section 14.4.3.1 « Préparation des surfaces » de ce chapitre. Le profil de rugosité, donc d'accrochage, de la métallisation doit être anguleux, et son épaisseur peut varier de 50 à 75 μm selon que l'épaisseur minimale de métallisation exigée est moins ou plus de 200 μm respectivement.

La teneur en ions chlorure doit être vérifiée à l'aide de la méthode de la pochette de la norme ISO 8502, « Préparation des subjectiles d'acier avant application de peintures et de produits assimilés – Essais pour apprécier la propreté d'une surface ». La limite acceptable d'ions chlorure est de 7 μg/cm^2. Dans l'éventualité où cette limite n'est pas respectée, les surfaces doivent être nettoyées à l'aide d'un agent extracteur d'ions chlorure.

14.3.3.2 Application

La métallisation doit être effectuée si la température des surfaces à métalliser soit au moins 3 °C au-dessus du point de rosée. Bien que cela ne soit pas exigé au CCDG, les règles de l'art veulent que la température ambiante et celle de la surface à métalliser soient supérieures à 5 °C afin d'éviter un refroidissement trop brutal des gouttelettes de métallisation.

Après la préparation des surfaces, le délai d'application de la métallisation est très court. Le CCDG exige que les surfaces soient métallisées dans un délai maximal de 4 heures. Ce délai est exigé puisqu'une oxydation très rapide de surface (*flash rust*) se produit sur les surfaces fraîchement nettoyées à un tel niveau de préparation et que cela pourrait compromettre l'adhérence de la métallisation. Une pratique acceptée consiste à réaliser la préparation SSPC-SP 5/NACE n° 1 « Sablage à blanc » sur une grande surface ou toute la pièce et, dans l'éventualité où le délai de 4 heures ne peut être respecté à certains endroits, à effectuer un léger nettoyage rapide afin de redonner les qualités de propreté exigées.

Pour les travaux de métallisation réalisés en usine, un contrôle de la qualité est normalement assuré par la DCQM du Ministère ou par l'un de ses prestataires de services. En cas de doute sur la qualité du revêtement, le surveillant doit communiquer avec cette direction.

L'épaisseur de la métallisation est spécifiée aux plans et devis ainsi qu'au *Tome III – Ouvrages d'art* de la collection Normes – Ouvrages routiers du Ministère. Les épaisseurs de métallisation typiques sont de 130 μm et 200 μm, selon le type de milieu. L'épaisseur du revêtement doit être conforme au niveau 4 du tableau 1 « Coating Thickness Restriction Levels » de la norme SSPC-PA 2 « Procedure for Determining Conformance to Dry Coating Thickness Requirements ». Ce niveau exige que la tolérance d'épaisseur d'une mesure d'instrument se situe entre 80 et 150 % de l'épaisseur spécifiée.

Dans le cas d'une épaisseur spécifiée de 130 μm, une épaisseur variant de 104 μm à 200 μm est acceptable. Cependant, la moyenne de toutes les mesures locales doit être supérieure à l'épaisseur prescrite, qui est de 130 μm. Une grande épaisseur de métallisation n'est pas toujours un gage de plus grande durabilité, car le zinc se fragilise avec des couches trop épaisses. La définition des différentes mesures se trouve à la figure 14.4-4 de ce manuel.

Dans le cas d'un ouvrage en acier neuf dont la métallisation est faite en usine, le CCDG donne deux possibilités à l'entrepreneur pour les surfaces de contact des assemblages boulonnées : les métalliser entièrement ou les laisser à l'acier nu.

Si ces surfaces sont métallisées, elles doivent être préparées selon les exigences de la norme SSPC-SP 5 « White Metal Blast Cleaning », puis métallisées à une épaisseur de 130 μm, et ce, même si le reste de la pièce doit recevoir une épaisseur supérieure à cette valeur. Le surveillant doit s'assurer que les trous pour les boulons ne sont pas obstrués par l'accumulation de projections de zinc. Dans ce cas, tous les trous doivent être vérifiés et, au besoin, repercés ou alésés au bon diamètre. Lorsqu'il est prévu d'appliquer un scellant sur les surfaces métallisées, les surfaces de contact des assemblages ne doivent pas être revêtues de scellant, sinon cela aura un impact très néfaste sur les propriétés de friction de l'assemblage boulonné. Seule une métallisation d'une épaisseur d'au plus 130 μm est permise pour ces surfaces.

Si l'entrepreneur choisit de ne pas métalliser ces surfaces, par souci d'économie, il doit masquer ces zones de manière à arrêter la métallisation de la pièce à une distance de 5 mm à l'intérieur de la zone de contact. Le reste de la zone de contact doit être minimal selon les exigences de la norme SSPC-SP 6 « Commercial Blast Cleaning ». Cette bande de métallisation de 5 mm présente entre les deux plaques sert à sceller le bord des pièces contre l'entrée d'humidité et de contaminants.

Adhérence

L'adhérence de la métallisation doit être supérieure à 3,5 MPa et testée selon la méthode d'arrachement (*pull-off test*), conformément à la norme ASTM D4541 « Standard Test Method for Pull-Off Strength of Coatings Using Portable Adhesion Testers ». Cette méthode consiste à coller une pastille standardisée (plot) sur la métallisation et à l'arracher à l'aide d'un instrument spécialisé. Il s'agit donc d'une méthode destructive, et la surface endommagée doit être retouchée par la suite.

Le CCDG exige que, pour le premier élément métallisé, deux essais de trois plots chacun, donc un total de six plots, soient effectués en présence du représentant du surveillant afin de valider la méthode de travail ainsi que l'adhérence de la métallisation. Par la suite, un essai de trois plots doit être effectué sur chaque poutre principale.

L'adhérence de la métallisation doit aussi être vérifiée selon la méthode du couteau (*X cut test*) conformément à la norme ASTM D6677 « Standard Test Method for Evaluating Adhesion by Knife ». Cette méthode consiste à faire deux entailles dans la métallisation formant un angle de 30° à 45° environ à l'aide d'un couteau. En utilisant la pointe du couteau, on tente de soulever la couche de métallisation sur les bords de l'entaille à la croisée des entailles. Selon le degré de résistance et la largeur de décollement de la métallisation, l'adhérence est qualifiée sur une échelle de 0 à 10. Au niveau 0, la métallisation se décolle facilement sur une largeur supérieure à 6,3 mm. À l'opposé, le niveau 10 montre que la métallisation se détache difficilement (fragments de moins de 0,8 mm). Les différents niveaux sont détaillés dans cette norme. Le CCDG exige une cote minimale d'adhérence de 8.

L'essai à l'aide d'un couteau doit être effectué sur chaque pièce métallisée (et non uniquement les poutres) à tous les 10 m^2, avec un minimum d'un essai par pièce.

Revêtement endommagé

Les exigences et tolérances visant la réparation de la métallisation sont les mêmes que celles qui concernent la réparation de la galvanisation. Lorsque les superficies de revêtement endommagé sont trop importantes, la réparation doit être réalisée par métallisation.

Note

L'endommagement de la métallisation causé par les essais d'adhérence doit être réparé aux frais de l'entrepreneur.

14.3.3.3 Autorisation de livraison

Les pièces métallisées doivent être inspectées par le représentant du surveillant en usine et toute la documentation doit être conforme avant d'émettre l'autorisation de livraison. L'entrepreneur doit remettre un rapport de recouvrement pour chaque pièce. Ce dernier doit contenir les informations suivantes :

- les produits utilisés;
- les conditions lors de l'application;
- les préparations de surface;
- les rugosités de surface;
- les heures de début et de fin des étapes de préparation de la surface et d'application de chaque couche de revêtement;
- les épaisseurs de revêtement;
- l'adhérence des revêtements;
- les résultats de l'inspection visuelle.

14.4 PEINTURAGE DES SURFACES D'ACIER

Le peinturage est un procédé de protection anticorrosion largement utilisé au Ministère pour les ouvrages en acier. Les peintures agissent grâce à l'action sacrificielle d'une couche primaire riche en zinc, en aluminium ou en fer micacé et par l'effet de barrière, de façon à résister aux agressions extérieures. L'application de peinture peut se faire tant en usine qu'au chantier, bien que les contraintes d'exécution soient très différentes.

14.4.1 Matériaux

Pour les travaux de peinturage en usine ou au chantier, l'entrepreneur doit utiliser des systèmes de peintures homologués du programme HOM 8010-104 « Systèmes de peintures pour structures d'acier ». Les listes d'homologation des systèmes de peintures sont disponibles sur le site Web du Ministère[1] et sont regroupées en trois catégories : systèmes à haute performance, systèmes d'entretien et systèmes d'encapsulage.

Afin de suivre facilement l'avancement et l'uniformité de l'application du revêtement de protection, chaque couche du système de peintures doit avoir une couleur ou, à tout le moins, une teinte différente. Seule la couche de finition aura la couleur finale au devis. L'utilisation de teintes différentes peut être très utile dans le cas d'exigences architecturales pour une couleur finale très spécifique.

[1] www.transports.gouv.qc.ca

Composition de la peinture

Les produits prédominants qui confèrent à la peinture ses propriétés déterminent sa classification : peinture aux résines époxydiques, aux résines polyuréthanes, au zinc, à l'aluminium, etc. Les systèmes homologués sont majoritairement composés de trois couches : la couche de base, la couche intermédiaire et la couche de finition. Un système à deux couches, à base de polysiloxanes, a récemment été introduit dans la liste des systèmes d'homologation.

Les systèmes à haute performance ont une épaisseur totale de 225 μm, tandis que ceux d'entretien exigent un minimum de 300 μm.

La couche de base

La couche de base est surtout composée de matières solides sacrificielles à base de zinc, d'aluminium, de fer micacé, etc., de manière à produire une protection galvanique. Elle sert également de couche d'accrochage au substrat. Dans certains cas, elle peut être précédée d'une première application de la même peinture, mais diluée, de manière à favoriser une meilleure imprégnation dans les pores du substrat (acier).

La couche intermédiaire

La couche intermédiaire, souvent formée par une seconde application de la couche de base, a pour objectif d'augmenter l'épaisseur et le pouvoir galvanique. Elle peut aussi comporter un liant époxydique auquel sont ajoutées des matières solides qui visent à augmenter son pouvoir couvrant. Dans ce dernier cas, elle sert essentiellement à protéger la couche de base ou la métallisation. Dans le cas d'une métallisation, elle peut être précédée d'une première application de la même peinture, mais fortement diluée, de manière à favoriser une meilleure imprégnation dans les pores de la métallisation.

La couche de finition

La couche de finition a pour buts principaux d'imperméabiliser le système de protection, de le protéger contre les rayons ultraviolets (UV) et de lui donner sa couleur finale.

Les différentes concentrations pigmentaires de la couche de finition créent divers degrés de brillance. Ces degrés de brillance sont qualifiés selon une valeur numérique comprise entre 0 et 100, que l'on mesure selon le pourcentage de réflexion d'une lumière incidente à 60° par rapport à la surface à peinturer. La norme 10104 « Systèmes de peintures pour structures d'acier » du *Tome VII – Matériaux* de la collection Normes – Ouvrages routiers du Ministère exige une brillance variant de 60 à 90, soit entre semi-lustré et lustré, ce qui lui confère une certaine propriété autonettoyante.

Dans le cas des charpentes métalliques, il est d'usage au Ministère de limiter le nombre de couleurs de peinture de finition, de manière à obtenir une certaine uniformité. Les nuances correspondent à des couleurs étalons qui sont définies dans la norme AMS-STD 595B « Colors Used in Government Procurement ». Les couleurs sont spécifiées dans les plans et le devis spécial.

Séchage de la peinture

Bien que le terme *séchage* soit largement utilisé pour décrire la période de mûrissement, de durcissement ou de polymérisation de la peinture, il n'est pas adéquat, car il désigne plutôt l'action de séparer un liquide d'un solide. Dans le domaine de la peinture, le séchage désigne l'ensemble des transformations physiques, physico-chimiques ou chimiques qui caractérisent le passage du feuil d'une peinture de l'état liquide à l'état solide. Ce processus est donc en réalité beaucoup plus complexe que son nom peut le laisser entendre.

Le contrôle du séchage est important, car il donne l'occasion de vérifier si chaque couche de peinture a eu une cure adéquate avant l'application de la couche suivante.

Durée de séchage

Le séchage d'une peinture comporte quatre stades, présentés ci-après.

- **Sec au toucher (*set to touch*)**

  C'est le stade où l'on obtient un feuil pouvant être légèrement collant, mais n'adhérant pas au doigt.

- **Sec pour recouvrir (*dry to recoat*)**

  C'est l'état de séchage où l'on peut appliquer une autre couche de peinture sans que se développent des défectuosités du feuil, telles que le cloquage, le frisage, le ramollissement ou la perte d'adhérence. Cette étape correspond souvent au séchage sec au toucher. Il est très important de respecter le temps de séchage menant à ce stade avant d'appliquer une seconde couche afin d'empêcher que l'évaporation du solvant de la première couche produise du bullage ou du fendillement.

- **Sec pour manipuler *(dry to handle)***

  C'est l'étape où le feuil peut supporter des conditions normales d'utilisation, de manutention, de stockage et de transport.

- **Sec à cœur *(dry hard)***

  C'est le stade où le feuil ne conserve aucune marque lorsqu'on lui applique avec le pouce une pression d'environ 1 kg durant 20 secondes.

Types de séchages

On distingue deux grands types de réactions lors du durcissement du revêtement : l'évaporation du solvant et la polymérisation.

Les peintures qui sèchent par évaporation du solvant ne se transforment pas chimiquement lors de la cure, contrairement à celles qui durcissent par polymérisation. Ainsi, les feuils de peinture ayant séché par évaporation du solvant peuvent être redissous par le solvant d'origine. Ces peintures sont principalement les gommes-laques, les vinyles, les caoutchoucs chlorés et les bitumes.

La polymérisation se produit lorsque plusieurs molécules de résine identiques se combinent pour former une molécule complexe plus grosse. La polymérisation, qui est la combinaison chimique de plusieurs monomères en une résine unique, est le processus de cure le plus commun actuellement.

On distingue quatre principaux types de polymérisation applicables aux ouvrages d'art, soit par apport d'oxygène (alkydes, phénoliques, huiles), par coréaction chimique (époxydique, polyuréthane et polyester), par apport d'humidité (polyuréthane à un composant, zinc inorganique) ou par un mélange de plusieurs de ces derniers (polysiloxanes).

14.4.2 Assurance de la qualité

14.4.2.1 Homologation

Le choix du degré de protection doit faire l'objet d'une étude particulière et est généralement spécifié au devis spécial (haute performance, entretien ou encapsulage).

Le choix du système de peintures homologué à appliquer est généralement laissé à l'entrepreneur, qui doit cependant choisir un système proposé au programme d'homologation HOM 8010-104 du Ministère.

14.4.2.2 Attestation de conformité

L'entrepreneur doit remettre au surveillant, pour chaque livraison de peinture au chantier, l'attestation de conformité mentionnée au CCDG. Au moment où il reçoit l'attestation de conformité du système de peintures, le surveillant doit s'assurer que le fabricant de peinture a fourni à l'entrepreneur les informations exigées à l'article 15.14.4.2.2 « Attestation de conformité » du CCDG.

Lorsqu'un contrôle de réception est demandé, par exemple à la demande de la DCQM, les résultats d'essais de caractérisation visent à vérifier les caractéristiques des produits livrés au chantier à la lumière de celles des produits analysés lors de l'homologation. Le surveillant est alors en mesure de valider les résultats des essais en les comparant aux valeurs convenues entre le Ministère et le fabricant de peinture lors de l'homologation. Ces dernières valeurs (valeurs à l'agrément) sont indiquées dans les listes d'homologation.

Pour les travaux de peinturage réalisés en usine, un contrôle de la qualité est normalement assuré par la DCQM du Ministère ou par l'un de ses prestataires de services. S'il doute de la qualité du revêtement, le surveillant doit communiquer avec cette direction.

14.4.2.3 Contrôle de réception

Le Ministère se réserve toujours le droit de faire un contrôle de réception sur les matériaux. Dans le cas de la peinture, ce contrôle n'est pas systématique et est même peu fréquent. Il sera effectué dans le cas d'une vérification de la conformité des systèmes de peintures en vertu du programme d'homologation. Si cela devait se produire, des échantillons de 1 litre de peinture seront prélevés par la DCQM.

14.4.3 Mise en œuvre

14.4.3.1 Préparation des surfaces d'acier

Une bonne préparation des surfaces est indispensable à l'obtention d'une protection durable contre la corrosion d'une surface en acier. Une opération de métallisation ou de peinturage ne doit pas consister seulement à recouvrir une surface, mais avant tout à créer la plus forte adhérence possible entre la surface et le revêtement. L'adhérence du revêtement à la surface risque fortement d'être déficiente si cette dernière ne présente pas un certain relief ou si elle est contaminée par des huiles, de la graisse, de la calamine, de la rouille, d'anciennes peintures non préparées, des sels ou des chlorures. Pour obtenir une bonne adhérence, il est nécessaire d'effectuer une préparation adéquate des surfaces, qui consiste à enlever tout contaminant en surface et à créer un profil d'accrochage.

En Amérique du Nord, les normes les plus utilisées pour définir l'état initial des surfaces avant nettoyage et les types de soins en fonction des procédés de préparation de surfaces relèvent de deux organismes : la Society for Protective Coatings (SSPC) et la National Association of Corrosion Engineers (NACE). Cependant, les inspecteurs doivent être certifiés de niveau 1 par l'Association for Materials Protection and Performance (AMPP).

Le CCDG stipule qu'une préparation conforme aux exigences de la norme SSPC-SP10/NACE 2 doit être effectuée si un système haute performance est exigé. Dans le cas des systèmes d'entretien, la préparation doit être conforme aux exigences de la norme SSPC-SP6/NACE 3.

Les prochaines sections expliquent de manière exhaustive ce que sont les différents types de préparation de surface. Seuls les degrés de préparation couramment utilisés sur les projets du Ministère y sont présentés.

Évaluation visuelle des degrés de rouille et de préparation

Les normes SSPC illustrent, au moyen de séries de photographies, les degrés de rouille correspondant à l'état initial des surfaces avant le nettoyage ainsi que les différents degrés de préparation des surfaces correspondant aux types de soins.

Il s'agit donc, dans une première étape, de déterminer le type de nettoyage requis et d'évaluer le degré de corrosion initial en utilisant une série de photographies contenues dans les cahiers. En prenant en compte le degré initial de corrosion et en utilisant la série de photographies correspondant au procédé de nettoyage, on peut vérifier si le degré de préparation obtenu respecte les normes ou non.

Les photographies ne doivent être utilisées qu'à titre d'exemples et seulement pour compléter les descriptions écrites, qui sont les seules conditions à respecter. Quatre séries de photographies sont regroupées en cahiers :

- **SSPC-VIS 1** : acier nettoyé par projection d'abrasif; couvre les degrés de préparation SP 5 à 7, 10, 14 et 16;
- **SSPC-VIS 2** : degré de corrosion des surfaces d'acier partiellement recouvertes de peinture et corrodées;

- **SSPC-VIS 3 :** acier nettoyé manuellement ou mécaniquement; couvre les degrés de préparation SP 2, 3, 11 et 15;
- **SSPC-VIS 4 – NACE VIS 7 :** acier nettoyé par projection d'eau sous pression; couvre les préparations WJ 1 à 4. Cette norme contient aussi la définition de l'oxydation rapide de surface (*flash rust*) à la suite du nettoyage à l'eau;

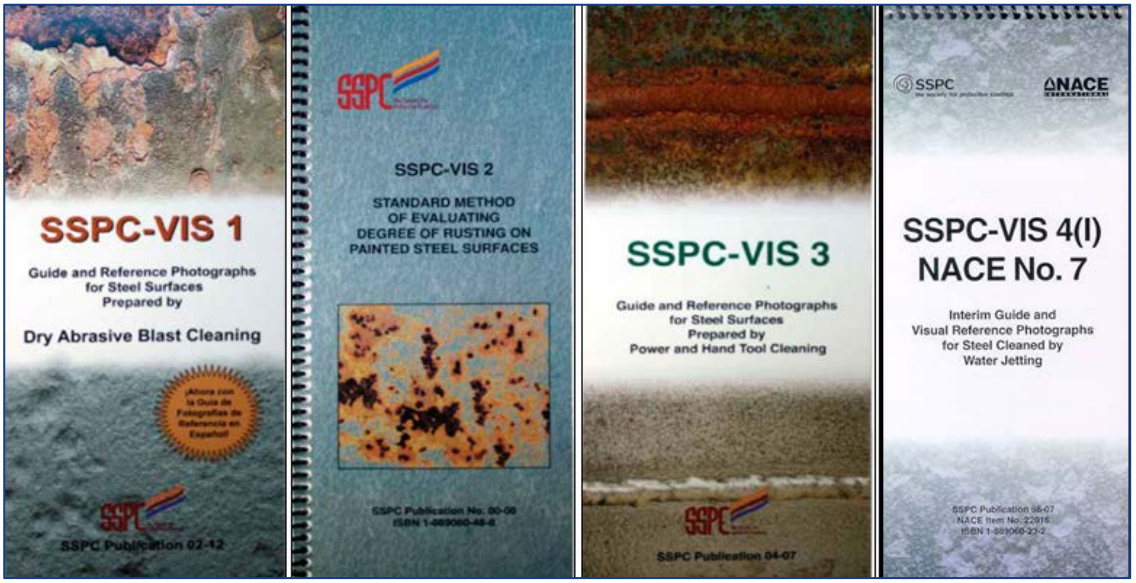


Figure 14.4-1 Documents des normes SSPC et NACE

État initial des surfaces

La préparation d'une surface dépend de son état initial avant nettoyage. Il importe donc de pouvoir définir clairement cet état initial tant pour les surfaces d'acier nu que pour les surfaces déjà peinturées.

Types de soins

Afin d'obtenir une surface adéquate pour l'application du revêtement, il est nécessaire de préciser le degré de nettoyage attendu. À l'aide de photos comparatives, les normes SSPC et NACE définissent plusieurs degrés de préparation des surfaces à obtenir. Notons que, même si une préparation mécanique ou par abrasifs est demandée, il faut nettoyer préalablement la surface au solvant en présence d'huile ou de graisse car, avec les autres préparations, ces contaminants peuvent imprégner les pores de l'acier.

Note

Pour toutes les définitions des degrés de préparation, l'expression « adhèrent fermement » signifie que ce ne peut pas être enlevé facilement à l'aide d'un couteau à mastic non coupant dont les coins ont été arrondis.

Préparation manuelle ou mécanique

Pour les surfaces d'acier à nettoyer manuellement ou mécaniquement, la norme SSPC-VIS 3 « Guide for power and hand tool cleaning of steel surfaces » définit 7 conditions de surface correspondant à des surfaces d'acier et désignées par les lettres A à G. Elle traite des surfaces d'acier peinturées ou non, et les conditions varient de « très peu de rouille et de calamine adhérente » (condition A) à « recouvert de cloques et de strates de rouille » (condition G).

La préparation manuelle consiste à enlever par brossage, ponçage ou grattage les couches de rouille stratifiées, la calamine, la rouille et la vieille peinture détachables.

On effectue généralement un nettoyage manuel pour préparer les surfaces à retoucher. Cependant, cette méthode permet difficilement de créer un profil d'accrochage ou d'obtenir une qualité de nettoyage suffisants pour que des peintures classiques y soient appliquées. L'utilisation de peintures plus permissives (*surface tolerant coatings*) doit être envisagée.

Le procédé de préparation mécanique consiste à enlever par brossage, ponçage ou grattage à l'aide d'un outillage mécanique les couches de rouille stratifiées, la calamine, la rouille et la vieille peinture détachables.

L'outillage mécanique comprend une grande variété d'outils :

- les rectifieuses (*grinders*) et les ponceuses (*sanders*, *flap discs*);
- les outils à percussion : les marteaux-piqueurs et les pistolets à aiguilles (*needle guns*);
- les outils rotatifs à percussion : les marteaux rotatifs (*heavy duty rotary flaps*) et les brosses métalliques (*brittle blasters*).

Certains types d'outillages mécaniques sont munis d'un système d'aspiration pour la récupération des poussières et des résidus de nettoyage.

Les définitions officielles des degrés de préparation sont présentées ci-après.

- **SSPC-SP 2 « Préparation manuelle »**

  Il s'agit de l'enlèvement de la calamine, de la rouille ou de la peinture détachables et de toute autre matière étrangère nuisible. La calamine, la rouille et la peinture qui adhèrent fermement à la surface peuvent être conservées.

- **SSPC-SP 11 « Préparation mécanique au métal nu »**

  Examinée à l'œil nu, la surface doit être exempte de toute trace visible d'huile, de graisse, de saleté, de poussière, de calamine, de rouille, de peinture, d'oxydes, de produits de corrosion et d'autres matières étrangères. De faibles résidus de rouille ou d'ancienne peinture peuvent encore rester dans le fond des piqûres si de telles piqûres existaient sur la surface d'origine avant le nettoyage.

- **SSPC-SP 15 « Préparation mécanique – Degré commercial »**

  Examinée à l'œil nu, la surface doit être exempte de toute trace visible d'huile, de graisse, de saleté, de poussière, de calamine, de rouille, de peinture, d'oxydes, de produits de corrosion et d'autres matières étrangères, à l'exception de taches dispersées. Des traces de calamine, de rouille et de résidus de peinture fermement adhérentes sont tolérées sur 33 % de chaque superficie unitaire de 58 cm^2 de la surface nettoyée si ces traces sont uniformément réparties.

Préparation par projection d'abrasif

Pour les surfaces d'acier à nettoyer par projection d'abrasif, la norme SSPC-VIS 1 « Guide for reference photographs for steel prepared by dry abrasive blast cleaning » définit 4 degrés de rouille désignés par les lettres A, B, C et D. Ces degrés de corrosion varient de « calamine adhérente et très peu de rouille » (degré A) à « recouvert de rouille ou de piqûres de rouille » (degré D).

Ce procédé consiste à enlever la calamine, la rouille, la peinture et toute autre substance étrangère par l'action de matières abrasives projetées à l'aide de buses. On effectue la préparation par projection d'abrasif selon l'une des méthodes suivantes :

- par projection à sec, en utilisant l'air comprimé, une buse et un abrasif sec;
- par projection à sec en circuit fermé, en utilisant l'air comprimé, une buse et un système de recirculation d'abrasif avec ou sans aspiration pour la récupération des poussières et de l'abrasif;

La préparation par projection d'abrasif permet, selon le type d'abrasif choisi, d'obtenir un profil d'accrochage favorisant l'adhérence mécanique des revêtements. Cependant, les surfaces préparées à l'acier nu s'oxydent rapidement et doivent donc être recouvertes le plus tôt possible.

Il faut s'assurer que les compresseurs utilisés pour la préparation par projection d'abrasif sont munis de purgeurs à leur sortie de façon à produire de l'air propre, sec et exempt d'huile, soit de l'air qui ne contaminera pas la surface à nettoyer. On peut vérifier la présence d'huile à la sortie du compresseur en effectuant l'essai décrit dans la norme ASTM D4285 « Standard Test Method for Indicating Oil or Water in Compressed Air ». Cet essai consiste à projeter de l'air pendant une période d'au moins 1 minute sur un tissu absorbant ou une pellicule plastique, à une distance d'environ 600 mm, et à vérifier visuellement la présence ou l'absence d'huile sur la surface.

Note

La sélection appropriée de la grosseur et du type d'abrasif représente l'une des étapes les plus importantes pour un entrepreneur qui veut s'assurer de la bonne performance d'un système de peintures. Cependant, cette sélection n'est pas du ressort du surveillant.

Le terme *abrasif*, dans l'expression *préparation par projection d'abrasif*, réfère à une large gamme de matériaux utilisés pour créer un profil de surface sur de l'acier propre et pour enlever des peintures, de la rouille ou des contaminants sur des surfaces métalliques existantes. En présence d'une grande quantité de produits de corrosion, il peut être utile de procéder à un nettoyage mécanique grossier avant la préparation par projection d'abrasif.

Dans l'industrie de la préparation des surfaces, le sablage (ou *sandblast*) a été l'expression d'origine pour décrire ce procédé d'enlèvement des peintures. Cette appellation vient de l'utilisation abondante de sable de silice comme matériau abrasif. C'est un matériau efficace, peu coûteux et très abondant. Toutefois, le sable de silice produit de la silice cristalline, qui est associée à des maladies pulmonaires telles que la silicose et le cancer, et son utilisation en Amérique du Nord a fortement diminué. Le Ministère l'interdit depuis plusieurs années.

Les principaux paramètres caractérisant les abrasifs sont la forme et la dureté des grains, l'ouverture des mailles de tamis ainsi que la densité et la masse des matériaux.

La forme des grains abrasifs peut aller d'extrêmement angulaire à très arrondie.

La dureté est une mesure relative de la résistance des grains à l'abrasion par d'autres matériaux. On peut exprimer la dureté selon l'échelle de Mohs pour classifier les abrasifs minéraux. La dureté des abrasifs métalliques est généralement mesurée selon le système de Rockwell.

La grenaille métallique angulaire (*steel grit*) a des valeurs de dureté Rockwell de 45 à 60. La dureté des grains n'est pas une mesure directe de leur efficacité en tant qu'agent de nettoyage, comme peut l'être leur forme, mais caractérise plutôt leur durabilité et la possibilité de leur recyclage.

Les abrasifs utilisés pour le nettoyage de l'acier doivent être exempts de contaminants pouvant causer la corrosion et ne laisser aucun résidu incrusté dans la surface nettoyée.

Les définitions officielles des niveaux de préparation par projection d'abrasif sont les suivantes :

- **SSPC-SP 5 – NACE nº 1 « Métal à blanc »**

  Examinée à l'œil nu, la surface doit être exempte de toute trace visible d'huile, de graisse, de saleté, de poussière, de calamine, de rouille, de peinture, d'oxydes, de produits de corrosion et d'autres matières étrangères.

- **SSPC-SP 10 – NACE nº 2 « Métal presque à blanc »**

  Examinée à l'œil nu, la surface doit être exempte de toute trace visible d'huile, de graisse, de saleté, de poussière, de calamine, de rouille, de peinture, d'oxydes, de produits de corrosion et d'autres matières étrangères, à l'exception de taches dispersées. Ces taches, qui peuvent être de faibles ombres, rayures ou décolorations, ne doivent pas dépasser 5 % de chaque superficie unitaire d'environ 58 cm^2 de la surface nettoyée et peuvent provenir de taches de rouille, de calamine ou d'ancienne peinture.

- **SSPC-SP 6 – NACE nº 3 « Degré commercial »**

  Examinée à l'œil nu, la surface doit être exempte de toute trace visible d'huile, de graisse, de saleté, de poussière, de calamine, de rouille, de peinture, d'oxydes, de produits de corrosion et d'autres matières étrangères, à l'exception de taches dispersées. Des traces de calamine, de rouille et de résidus de peinture fermement adhérentes sont tolérées sur 33 % de chaque superficie unitaire de 58 cm^2 de la surface nettoyée si elles sont uniformément réparties.

Préparation par projection d'eau sous pression

Pour les surfaces d'acier à nettoyer par projection d'eau sous pression, la norme SSPC-VIS 4(I) – NACE nº 7 « Guide and Visual Reference Photographs for Steel Cleaned by Water Jetting » définit deux degrés de rouille désignés par les lettres C, « peu de piqûres de rouille », et D, « présence de piqûres de rouille ». Les degrés A et B ne sont pas présents, puisque la surface est déjà propre et qu'un jet d'eau est inutile.

Ce procédé consiste à projeter de l'eau à des pressions variant de basse à ultra haute, de façon à nettoyer ou à décaper une surface à peinturer :

- nettoyage à l'eau basse pression (*low-pressure water cleaning* ou LP WC), soit à des pressions inférieures à 34 MPa (5 000 psi);
- nettoyage à l'eau haute pression (*high-pressure water cleaning* ou HP WC), soit à des pressions allant de 34 à 70 MPa (de 5 000 à 10 000 psi);

- décapage à l'eau haute pression (*high-pressure water jetting* ou HP WJ), soit à des pressions allant de 70 à 210 MPa (de 10 000 à 30 000 psi);
- décapage à l'eau ultra haute pression (*ultra-high-pressure water jetting* ou UHP WJ), soit à des pressions supérieures à 210 MPa (30 000 psi).

Selon la pression utilisée, ce type de préparation est efficace pour éliminer les ions chlorure, les dépôts à la surface et les autres contaminants présents en surface. À plus haute pression, il permet d'enlever la plupart des vieux revêtements. Toutefois, ce procédé ne produit pas un profil d'accrochage adéquat pour l'application des revêtements.

On procède à un nettoyage à l'eau lors de travaux d'entretien, principalement lorsqu'un système de peintures doit être appliqué sur des surfaces minimalement préparées (élimination des particules non adhérentes) ou lorsque des abrasifs recyclables sont utilisés pour effectuer le nettoyage des surfaces. Les abrasifs recyclables peuvent s'autocontaminer si les surfaces à nettoyer contiennent des chlorures. Ces derniers contaminent les abrasifs qui, à leur tour, contaminent les surfaces.

Les définitions officielles des degrés de préparation sont présentées ci-après.

Conditions de surface pouvant être évaluées visuellement

- **SSPC/NACE WJ-1 « Au métal nu »**

  Examinée à l'œil nu, la surface doit être exempte de toute trace visible de rouille, de peinture, de calamine et d'autres matières étrangères; elle doit avoir un fini métallique mat.

- **SSPC/NACE WJ-2 « Degré très soigné »**

  Examinée à l'œil nu, la surface doit être nettoyée jusqu'à l'obtention d'un fini mat et être exempte de toute trace visible de rouille, de peinture, de calamine et d'autres matières étrangères. Des traces de calamine, de rouille et de résidus de peinture fermement adhérentes sont tolérées sur 5 % de chaque superficie unitaire de 58 cm^2.

- **SSPC/NACE WJ-3 « Degré soigné »**

  Examinée à l'œil nu, la surface doit être nettoyée jusqu'à l'obtention d'un fini mat et être exempte de toute trace visible de rouille, de peinture, de calamine et d'autres matières étrangères. Des traces de calamine, de rouille et de résidus de peinture fermement adhérentes sont tolérées sur 33 % de chaque superficie unitaire de 58 cm^2.

- **SSPC/NACE WJ-4 « Degré léger »**

  Examinée à l'œil nu, la surface doit être uniformément exempte de rouille, de calamine et de peinture détachables.

- **Degré NV-2** : La surface doit avoir moins de 7 $\mu g/cm^2$ de chlorures, de 10 $\mu g/cm^2$ d'ions ferreux solubles et de 17 $\mu g/cm^2$ de sulfates, après le nettoyage à l'eau et après vérification par une analyse sur le terrain ou en laboratoire avec un équipement dont la précision permet des mesures reproductibles.

Rugosité

Pour que le revêtement (métallisation ou peinture) appliqué sur la surface soit le plus durable possible, il doit adhérer fermement au subjectile sur toutes les faces exposées.

Toutes les peintures adhèrent au métal par accrochage physique. Ce phénomène est favorisé si le profil de rugosité de la surface à peinturer présente un léger relief, ce qui a pour effet d'augmenter la surface de contact et de créer un meilleur lien avec la peinture.

Une surface trop lisse peut engendrer un manque d'adhérence et provoquer le décollement de la peinture. Cependant, un relief trop prononcé a besoin d'une plus grande quantité de peinture pour que les crêtes du relief en soient recouvertes, ce qui peut présenter des défauts liés à l'application, comme des coulures et des points de rouille. Pour cette raison, le profil de rugosité spécifié dans la fiche technique du produit doit être respecté. À défaut d'indication dans la fiche technique, le CCDG exige une rugosité comprise entre 38 et 75 μm.

La norme ASTM D4417 « Standard Test Methods for Field Measurement of Surface Profile of Blast Cleaned Steel » décrit trois méthodes pour mesurer la rugosité d'une surface métallique préparée par projection d'abrasif :

- la première consiste à comparer, à l'aide du bout d'un doigt, la texture de la surface à une série d'échantillons standardisés sur un comparateur de profil. Cette méthode est très peu utilisée, car les échantillons s'usent et les résultats sont imprécis;
- la deuxième méthode consiste à utiliser un outil numérique muni d'une aiguille standardisée. On appuie le bout de l'instrument sur la surface, ce qui enfonce l'aiguille dans ses dépressions. Après plusieurs lectures, on calcule leur moyenne afin d'obtenir la rugosité;
- la troisième méthode est la plus répandue. Elle consiste à utiliser un ruban de micromousse sur un support en polyester, communément appelé *Testex Press-O-Film* fourni par KTA, ou un équivalent. On presse fermement ce support sur la surface nettoyée à l'aide d'un outil fourni avec la trousse, afin de reproduire une image inversée du profil de rugosité. La hauteur du profil reproduit est alors mesurée à l'aide d'un micromètre spécialisé. Le ruban sur lequel on reproduit le profil est facile à manipuler, a l'avantage de laisser une trace physique de l'état de la surface et peut être conservé dans un journal de chantier.

Détermination de la teneur en ions chlorure

Pour ce qui est des contaminants, en plus des huiles, des graisses et autres, notons le cas des chlorures, plus particulièrement pour les travaux sur des ouvrages existants. Les résultats d'études portant sur la contamination des surfaces d'acier par les chlorures indiquent qu'une teneur en chlorures sur les surfaces à peinturer de l'ordre de 30 à 50 $\mu g/cm^2$ représente un seuil maximal critique et qu'une teneur inférieure à 7 $\mu g/cm^2$ est acceptable pour plusieurs types de peintures (riches en zinc, résines alkydes, résines époxydiques, etc.).

Si la concentration en chlorures est supérieure à 7 $\mu g/cm^2$, les plans et devis exigent que la surface d'acier soit nettoyée au moyen d'un agent d'extraction de type CHLOR*RID ou un équivalent. L'eau utilisée pour ce nettoyage ne doit pas contenir plus de 250 mg/l d'ions chlorure.

Il existe des méthodes et des équipements pour mesurer la contamination par les sels. La précision des résultats obtenus variera selon l'état des surfaces à évaluer et les précautions prises lors de la réalisation des essais. Les deux techniques d'échantillonnage utilisées sur les chantiers sont la méthode de la pochette (*plastic patch method*) et celle prescrite dans la norme ISO 8502, « Préparation des subjectiles d'acier avant application de peintures et de produits assimilés – Essais pour apprécier la propreté d'une surface ». Ces techniques sont surtout utilisées sur des surfaces métalliques non rouillées pour déterminer les quantités résiduelles de sels après la préparation des surfaces par nettoyage.

Détermination des ions chlorure selon la méthode de la pochette

Cette méthode consiste à récupérer les chlorures à partir d'une pochette collée sur la surface à tester. L'équipement requis se trouve dans une trousse, comme celle de la marque CHLOR*TEST[MC].

La méthode de la pochette offre une meilleure reproductibilité et une plus grande précision. Elle a l'avantage d'avoir une aire d'essai très bien définie (ouverture de la pochette) et permet de réduire les pertes, fréquentes et difficilement contrôlables avec la méthode du tampon.

La procédure consiste à vider le contenu d'un échantillon de liquide d'extraction dans la pochette, qui est ensuite collée sur la surface à tester, puis pincée ou positionnée de manière à ce que le liquide soit en contact avec la surface. Après un malaxage d'une durée minimale de 2 minutes, le liquide est récupéré dans la pochette, qui est décollée de la surface. On teste ensuite le liquide afin de déterminer la concentration d'ions chlorure.

Détermination des ions chlorure selon une méthode conforme à la norme ISO 8502

Cette norme regroupe plusieurs méthodes, dont celles de type appareils numériques.

14.4.3.2 Peinturage

Un système de peintures est un ensemble de couches de peintures de propriétés différentes, mais compatibles, dont chacune remplit un rôle déterminé dans la protection de l'acier contre la corrosion.

L'entrepreneur doit remettre au surveillant les fiches techniques de tous les produits qu'il prévoit utiliser. Aucun délai n'est précisé au CCDG, mais ces fiches doivent être remises dans un délai raisonnable, de 24 à 48 heures avant les travaux, pour que le surveillant puisse formuler ses commentaires.

a) Délai d'application

Afin d'éliminer le problème d'oxydation rapide de la surface (*flash rust*), le CCDG exige que la couche primaire soit appliquée dans un délai maximal de 8 heures suivant la préparation de la surface. Pour la peinture d'entretien, dans des conditions de chantier, le délai d'application peut être aussi long que 24 heures, puisque ces systèmes donnent beaucoup plus de latitude. Une méthode généralement utilisée consiste à réaliser la préparation de grandes zones au degré de nettoyage prescrit, même si le délai ne sera pas respecté, à se débarrasser de tous les débris, à dépoussiérer l'abri et à faire un dernier nettoyage léger juste avant les travaux de peinture.

Les délais d'application des autres couches sont beaucoup plus flexibles et sont basés sur les fiches techniques des fabricants, mais sans dépasser un délai maximal de 7 jours pour la couche de finition.

b) Conditions d'application

Parmi les conditions d'application, la plus déterminante est celle du point de rosée. Le CCDG ainsi que la majorité des fiches techniques des différentes peintures exigent que la surface à recouvrir soit au moins à 3 °C au-dessus du point de rosée. Étant donné que certaines conditions peuvent être plus contraignantes, le surveillant doit vérifier cette exigence sur la fiche technique du produit.

Il est possible de déterminer le point de rosée en utilisant un équipement électronique calculant instantanément le point de rosée ainsi que la température.

Le CCDG exige aussi que la température ambiante et de la surface à recouvrir soit au minimum à 5 °C. Certaines fiches techniques acceptent des températures plus basses, mais le CCDG spécifie aussi que l'exigence la plus contraignante entre celle du CCDG et la fiche technique doit être retenue.

c) Application

Toutes les peintures doivent être appliquées au pistolet sous pression. Dans le cas d'endroits difficiles d'accès ou sur les boulons, les arêtes vives et dans les coins, par exemple, il faut appliquer le revêtement au pinceau. Puisque beaucoup de revêtements sont constitués de solides en suspension, tels que le zinc ou l'aluminium, il est primordial que le produit soit mélangé continuellement pour éviter les dépôts et respecter la proportion de ces solides.

Dans le cas d'un ouvrage en acier neuf dont le peinturage est fait en usine, le CCDG indique que les surfaces de contact des pièces à assembler par boulonnage doivent être uniquement recouvertes de la première couche du système de peintures ou qu'elles ne doivent pas être peinturées, sauf sur une distance de 5 mm au pourtour des surfaces de contact. Si la première couche du système de peintures est appliquée, sa fiche technique doit clairement indiquer que le produit correspond à un revêtement dont le coefficient de friction est de classe B. De plus, elle doit spécifier que le revêtement a été testé selon la méthode prescrite par le Research Council on Structural Connections (RCSC). Ces exigences visent à ce que le coefficient de frottement des pièces en contact ne soit pas réduit et que le scellement du bord des pièces contre l'entrée des contaminants soit adéquat.

Le CCDG exige que les surfaces apparentes des joints de chantier des poutres ainsi que les connexions des contreventements des ponts courbes ne soient recouvertes que de la couche primaire du système de protection. Cette exigence a été ajoutée parce que des épaisseurs très importantes de peinture jumelées à un manque de durcissement du revêtement, préalablement au serrage, peuvent causer un fluage du système de peintures, lequel produit un relâchement de la tension des boulons. Ce n'est qu'après le serrage complet de la connexion que les autres couches du système sont appliquées.

Dans le cas des semelles inférieures des poutres en acier peinturées, à souder aux appareils d'appui, le surveillant doit s'assurer que la préparation des surfaces par masquage a été adéquatement réalisée en usine et que les soudures sont protégées au moyen de deux couches d'enduit riche en zinc, comme l'exige le CCDG.

d) Détermination de l'épaisseur

L'épaisseur du revêtement sur un acier mis à nu correspond à la distance comprise entre la surface extérieure du revêtement et la surface-enveloppe passant par les crêtes du métal, comme l'illustre la figure 14.4-2. En raison de la difficulté à matérialiser cette enveloppe, un seuil de validité de la mesure doit être défini en fonction de la rugosité de la surface.

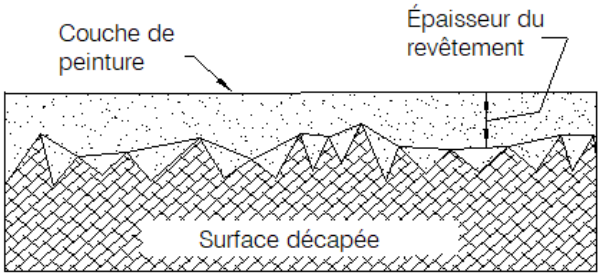


Figure 14.4-2 Représentation de l'épaisseur du revêtement

Vérification de l'épaisseur du feuil humide avec une méthode destructive

Bien que les épaisseurs exigées soient celles du feuil sec, il est beaucoup plus facile de mesurer le feuil humide à plusieurs reprises pendant les travaux de peinturage, afin de corriger une mauvaise méthode en cours d'application. De façon générale, cette tâche incombe au peintre qui effectue l'application, puisque cet essai est considéré comme destructif et que le peintre sera en mesure d'effectuer les retouches rapidement.

La norme ASTM D4414 « Standard Practice for Measurement of Wet Film Thickness by Notch Gages » décrit deux méthodes pour mesurer l'épaisseur du feuil humide. La première consiste à utiliser un peigne rectangulaire, et la seconde, une roulette dentelée. Selon les deux méthodes, on applique des jauges à dents d'épaisseurs variables sur la peinture fraîche perpendiculairement au subjectile. Par la suite, on repère la dernière dent recouverte de peinture, qui détermine la valeur de l'épaisseur (voir la figure 14.4-3).

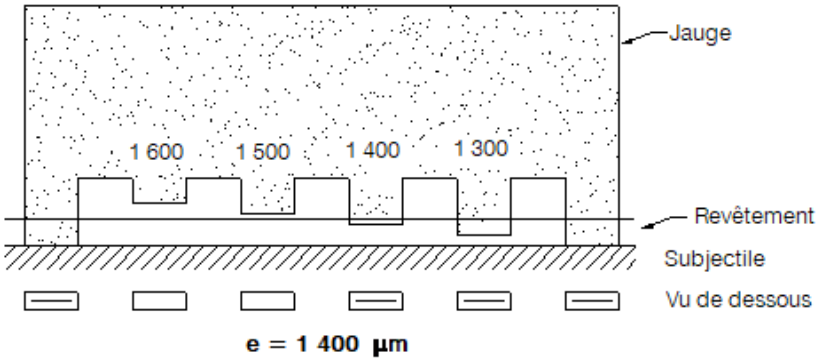


Figure 14.4-3 Exemple de jauge à dents rectangulaire

Si une jauge métallique est utilisée, elle doit être nettoyée après chaque lecture au moyen d'un solvant. Les jauges en plastique ne sont pas réutilisables et doivent être jetées après utilisation.

À partir de l'épaisseur du feuil sec spécifiée, on peut calculer l'épaisseur correspondante du feuil humide si on connaît le pourcentage en volume de matières non volatiles de la peinture :

$$H = T \cdot \left(\frac{100 + D}{B}\right)$$

où H : épaisseur du feuil humide (μm)
T : épaisseur spécifiée du feuil sec (μm)
D : pourcentage en volume de diluant ajouté, si nécessaire
B : pourcentage en volume de matières non volatiles du produit non dilué

Vérification de l'épaisseur du feuil sec avec des méthodes non destructives

Une fois que la peinture appliquée a bien séché, il faut inspecter la surface pour vérifier l'épaisseur du feuil sec et d'autres paramètres du revêtement.

Il existe une grande variété de jauges magnétiques et de jauges électromagnétiques pour mesurer l'épaisseur de chaque couche de peinture après séchage.

La jauge magnétique, appelée *jauge à rappel* ou *jauge banane*, utilise le flux magnétique entre un aimant et un subjectile magnétique. Plus l'aimant est éloigné du subjectile par l'épaisseur du revêtement, plus la force du flux magnétique diminue. Cette force est mesurée par l'instrument et est traduite en épaisseur de revêtement. Bien que la jauge magnétique soit d'une utilisation plus lente et moins polyvalente, et qu'elle nécessite de nombreux étalonnages pour donner des résultats fiables, elle demeure un instrument facile à utiliser et peut servir à l'occasion à contre-vérifier certaines mesures. Cependant, ce type de jauge ne peut être utilisé qu'en présence d'un subjectile ferreux.

Les jauges numériques sont idéales pour mesurer rapidement l'épaisseur de revêtement sur des substrats métalliques, qu'ils soient magnétiques ou non. L'induction électromagnétique est utilisée sur des substrats magnétiques, tandis que le principe des courants de Foucault l'est sur des substrats métalliques non magnétiques.

Nombre et répartition des mesures

La norme SSPC-PA 2 « Paint Application Standard No. 2 » définit également les exigences concernant le nombre et la répartition des points de mesure selon trois niveaux statistiques :

1. une lecture d'instrument : point précis de prise de lecture;
2. une mesure locale : moyenne de 3 lectures d'instrument dans une zone d'environ 12 cm^2 (cercle de 4 cm de diamètre);
3. un lot : moyenne de 5 mesures locales réparties au hasard sur une superficie de 10 m^2.

Un lot de 10 m^2 est ainsi constitué de 5 mesures locales, qui, elles, comptent 3 lectures d'instrument.

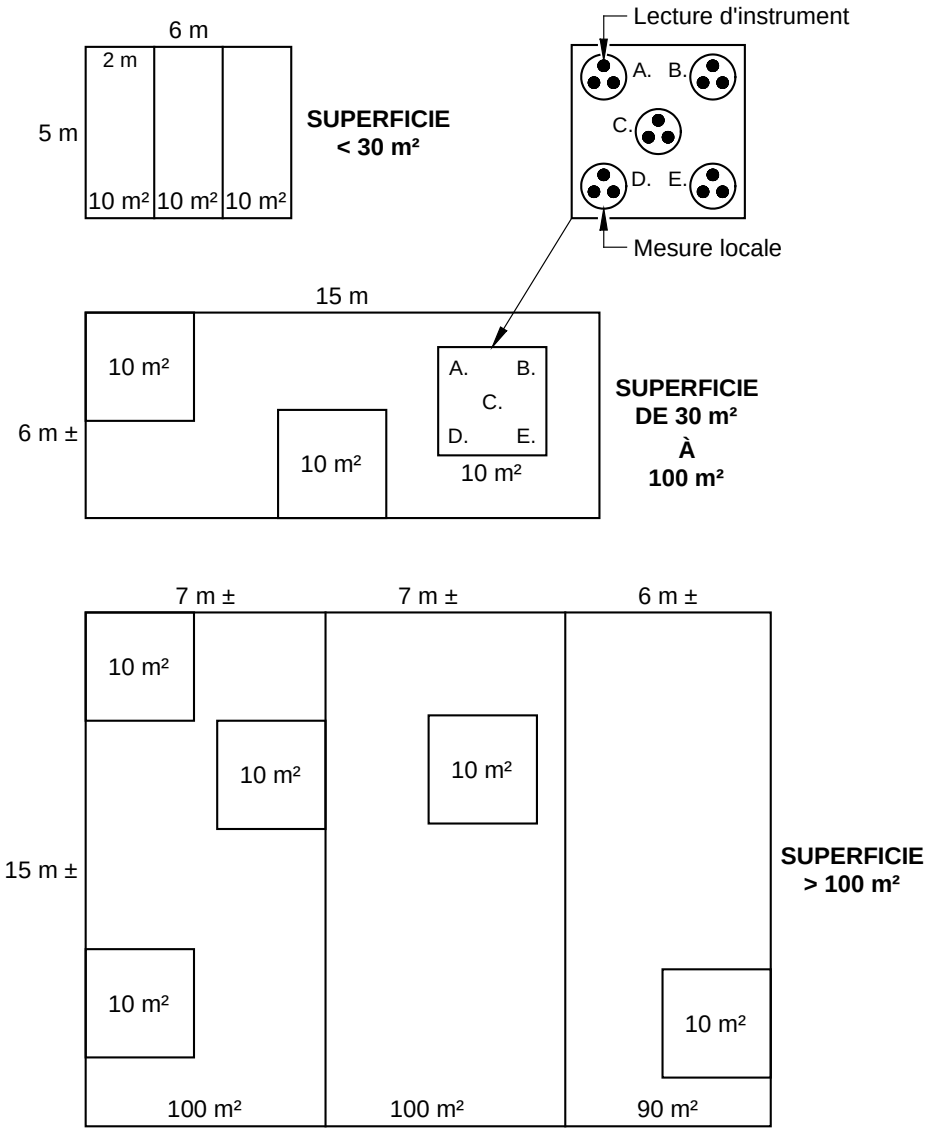
Cette norme décrit également la manière d'établir la moyenne représentative de l'épaisseur de revêtement. En ce qui concerne une poutre de pont, des moyennes représentatives sont données pour chacune des semelles ainsi que pour l'âme de chacune des poutres. La figure 14.4-4 illustre les différents cas de superficie à mesurer.

Pour des ouvrages dont la superficie est inférieure à 30 m^2, des mesures sont prises sur chaque lot de 10 m^2.

Pour des ouvrages dont la superficie varie de 30 m^2 à 100 m^2, des mesures sont prises sur 3 lots de 10 m^2, dispersés et choisis au hasard.

Lorsque la superficie est supérieure à 100 m^2, des mesures sont prises :

- sur 3 lots dispersés de 10 m^2 choisis au hasard dans la première section de 100 m^2;
- sur un lot de 10 m^2 dans chaque section de 100 m^2 additionnelle.



1. Toute mesure locale (moyenne de 3 lectures d'instrument) doit avoir une valeur d'au moins 80 % de l'épaisseur minimale spécifiée et une valeur d'au plus 120 % de l'épaisseur maximale spécifiée.

   N. B : Une lecture d'instrument peut cependant excéder les tolérances 80 % - 120 %.

2. La moyenne des 5 mesures locales pour chaque lot de 10 m^2 ne doit pas être inférieure à l'épaisseur minimale spécifiée.

Figure 14.4-4 Exigences d'échantillonnage des revêtements

Tous les lots doivent être choisis au hasard, sauf pour les superficies inférieures à 30 m^2. Bien que les lots de 10 m^2 soient représentés par des surfaces carrées, ces aires peuvent avoir, dans les faits, des formes rectangulaires ou irrégulières.

D'autres quantités et répartitions de mesures peuvent être spécifiées au devis ou acceptées par les intervenants pour tenir compte des configurations particulières de certaines structures.

Tolérances des mesures d'épaisseur

La norme SSPC-PA 2 établit des tolérances relatives aux épaisseurs minimales et maximales spécifiées pour les revêtements.

Toute mesure locale (moyenne de 3 lectures d'instrument) doit avoir une valeur d'au moins 80 % de l'épaisseur minimale spécifiée et une valeur d'au plus 120 % de l'épaisseur maximale spécifiée.

La moyenne des 5 mesures locales pour chaque lot de 10 m^2 ne doit pas être inférieure à l'épaisseur minimale spécifiée. Si cette moyenne pour un lot donné est conforme aux exigences, mais qu'une des mesures locales est inférieure à 80 % de l'épaisseur minimale spécifiée, des mesures additionnelles peuvent être effectuées pour définir la zone non conforme. Les intervenants peuvent élaborer des actions concertées pour corriger une telle non-conformité.

Si aucune épaisseur maximale n'est spécifiée aux plans et devis ni au CCDG, seules les tolérances relatives aux épaisseurs minimale et maximale présentées dans les fiches techniques sont prises en compte.

Vérification de l'épaisseur du feuil sec avec une méthode destructive

La mesure directe de l'épaisseur totale d'un revêtement ou de chacune des couches de peinture d'un système multicouche peut être effectuée par examen microscopique au moyen d'une jauge Tooke. Le principe consiste à faire une incision en V à travers un feuil de peinture jusqu'au substrat. Cette rainure en V est observée perpendiculairement à la surface avec un microscope à éclairage muni d'un réticule de mesure. La norme ASTM D4138 « Standard Test Methods for Measurement of Dry Film Thickness of Protective Coating Systems by Destructive Means » définit les critères de mesurage par examen microscopique.

Bien qu'elle ait l'inconvénient d'être destructive, cette méthode est de loin la plus précise, puisqu'elle permet de mesurer visuellement l'épaisseur exacte de chacune des couches de revêtement. La rainure nécessaire pour cet examen reste relativement limitée, ne mesurant que quelques centimètres.

On utilise généralement ce type d'instrument pour examiner un vieux revêtement ou pour vérifier l'épaisseur d'une peinture d'entretien appliquée sur un système de peintures existant. Comme il s'agit d'une méthode de mesure destructive, le substrat se retrouvant à nu, on doit l'utiliser de façon restreinte et effectuer des retouches sur les surfaces endommagées.

e) Adhérence

La vérification de l'adhérence du revêtement de peinture se fait par l'entrepreneur et est inévitablement destructive. L'entrepreneur la réalise en effectuant l'essai de la norme ASTM D4541, « Standard Test Methods for Pull-Off Strenght of Coatings Using Portable Adhesion Testers ». Ce test est communément appelé *pull test* puisqu'il consiste à coller puis à arracher un plot (semblable à un pion d'échiquier) à l'aide d'une pompe manuelle munie d'une jauge de pression. L'essai doit démontrer une résistance à l'arrachement d'au moins 3,5 MPa.

Pour le premier élément peinturé, deux essais de trois plots chacun, donc un total de six plots, doivent être effectués en présence du représentant du Ministère afin de valider la conformité de la méthode de travail et de l'adhérence. Par la suite, un essai de trois plots doit être effectué pour chaque lot de pièces peintes simultanément.

f) Transport et manutention

L'entrepreneur doit prendre les précautions nécessaires pour que le revêtement ne subisse aucun bris durant le transport et la manutention. De bonnes pratiques sont essentielles et parfois relativement simples à appliquer. L'utilisation de cales en bois ou en tissu ou de tout autre matériel flexible permet de maintenir les pièces en place durant le transport et de les protéger durant la manipulation afin de préserver le revêtement.

g) Retouches

Les surfaces peinturées ayant été altérées lors de l'exécution des travaux doivent être nettoyées de façon à enlever toute peinture endommagée et tout autre contaminant. Après le nettoyage, la poussière et les autres saletés qui recouvrent la surface à retoucher doivent être enlevées.

Le CCDG donne des exigences concernant la réparation de petites zones de peinture endommagées. Cependant, dans le cas de zones plus importantes, il serait préférable d'envisager l'utilisation du même système de peintures que celui utilisé en usine.

Les zones à retoucher doivent préalablement être préparées selon les types de soins SSPC-SP 6 ou SP 15. Par la suite, l'application de deux couches de peinture doit être réalisée selon les prescriptions des fiches techniques qui leur sont respectives. La première couche, aux résines polyuréthanes et à l'aluminium, doit avoir une épaisseur de 150 μm, tandis que la seconde couche, aux résines polyuréthanes pures, doit avoir une épaisseur correspondant à celle prévue dans le programme d'homologation, sans toutefois être inférieure à 50 μm.

14.4.3.3 Peinturage des surfaces d'acier métallisé

Pour le peinturage des surfaces d'acier métallisé, toutes les exigences précédentes concernant le peinturage s'appliquent également. Cela inclut notamment les conditions et les délais d'application des couches de peinture.

Dans le cas où le devis prévoit que des surfaces d'acier métallisé doivent être peintes en chantier, notamment les surfaces apparentes des joints de chantier boulonnés, certaines précautions doivent être prises. Le procédé de métallisation crée une couche de zinc relativement poreuse une fois refroidie, et il y a des risques qu'elle soit contaminée lors du transport ou lors de la manipulation des pièces en chantier. Il est donc nécessaire de bien sceller les pores de la métallisation avant le transport des pièces. Cela est réalisé en usine en appliquant un brouillard (ou couche d'accrochage) constitué du même matériau que la première couche de peinture, mais dont la concentration a été diluée. Ce brouillard doit remplir les pores de la métallisation et ainsi protéger cette dernière de toute contamination.

Par la suite, selon les recommandations du fabricant de la peinture, les surfaces doivent être préparées par le fabricant et inspectées par un inspecteur de niveau 1 de l'AMPP. Si les surfaces sont conformes, la première couche de peinture aux résines époxydiques (100 μm) ainsi que la couche de finition à base de résines polyuréthanes ou polysiloxanes (50 μm) doivent être appliquées selon les recommandations du fabricant. Ces deux produits doivent être des constituants des systèmes de peintures homologués par le Ministère.

S'il y a présence d'humidité sur la surface métallisée, cette dernière doit être chauffée à une température de 120 °C afin de chasser l'humidité préalablement à l'application de la première couche de peinture.

14.4.3.4 Peinturage des surfaces d'acier galvanisé

Pour le peinturage des surfaces d'acier galvanisé, toutes les exigences précédentes concernant le peinturage s'appliquent également. Cela inclut notamment les conditions et les délais d'application des couches de peinture.

La préparation de la surface galvanisée doit être réalisée conformément à la norme ASTM D6386, « Standard Practice for Preparation of Zinc (Hot-Dip Galvanized) Coated Iron and Steel Product and Hardware Surfaces for Painting ». Entre autres, une préparation selon la norme SSPC-SP 16 est requise.

Par la suite, selon les recommandations du fabricant de la peinture, les surfaces doivent être préparées par le fabricant et inspectées par un inspecteur de niveau 1 de l'AMPP. Si les surfaces sont conformes, la première couche de peinture aux résines époxydiques (100 μm) ainsi que la couche de finition à base de résines polyuréthanes ou polysiloxanes (50 μm) doivent être appliquées selon les recommandations du fabricant. Ces deux produits doivent être des constituants des systèmes de peintures homologués par le Ministère.

14.4.3.5 Autorisation de livraison

Avant la livraison au chantier, le représentant du surveillant en usine doit émettre une autorisation de livraison. Afin d'obtenir cette autorisation, l'entrepreneur doit remettre au surveillant un rapport de recouvrement comportant minimalement les informations suivantes :

- les produits utilisés;
- les conditions lors de l'application;
- les préparations de surface;
- les rugosités de surface;
- les heures de début et de fin des étapes de préparation des surfaces et d'application de chaque couche de revêtement;
- les épaisseurs de revêtement;
- l'adhérence des revêtements;
- les résultats de l'inspection visuelle.

PHOTOGRAPHIES

GALVANISATION, MÉTALLISATION ET PEINTURAGE



Extérieur – enceinte de confinement.



Intérieur – enceinte de confinement.



Détail d'enceinte de confinement.



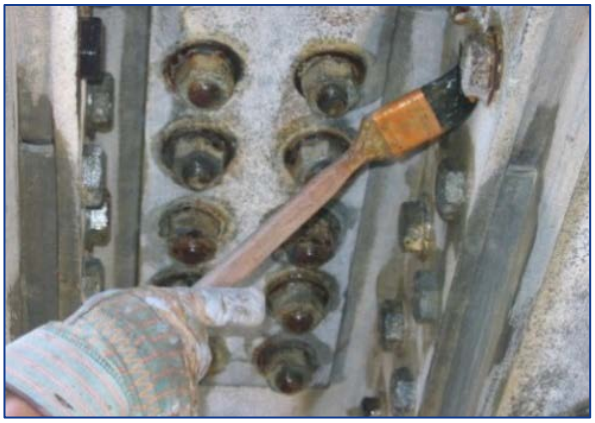
Extérieur – enceinte de confinement.



Nettoyage des abrasifs utilisés avec aspirateur.



Équipement de dépoussiérage et de pression négative.



Badigeonnage de boulons.



Contenants de résidus considérés comme des matières dangereuses.



Pièces sortant d'un bassin de galvanisation.



Entreposage de pièces galvanisées.



Rouille blanche de la galvanisation.



Nettoyage de poutres à leur arrivée au chantier.



Jauge multiusage pour le contrôle de la qualité de la préparation et du revêtement.



Poutre à l'étape du peinturage.



Surfaces de contact des joints boulonnés n'ayant qu'une couche primaire de peinture.

CHAPITRE 15

OUVRAGES EN BOIS

TABLE DES MATIÈRES

INTRODUCTION **15-1**

15.1 DOCUMENTS REQUIS **15-2**

15.2 MATÉRIAUX **15-2**

15.2.1 Bois **15-2**

15.2.1.1 Quincaillerie pour le bois 15-4

15.2.2 Matériaux de remplissage d'un caisson **15-4**

15.3 ASSURANCE DE LA QUALITÉ **15-5**

15.3.1 Bois **15-5**

15.3.1.1 Système qualité conforme à la norme ISO 9001 « Gestion de la qualité » 15-5

15.3.1.2 Attestation de conformité 15-5

15.3.1.3 Contrôle de réception 15-6

15.3.2 Géotextiles **15-7**

15.3.3 Matériaux de remplissage d'un caisson **15-7**

15.4 MISE EN ŒUVRE **15-8**

PHOTOGRAPHIES **15-13**

TABLEAUX

Tableau 15.2-1 Taux de rétention minimal pour le bois 15-3

Tableau 15.3-1 Marques de classification pour la qualité du bois 15-7

INTRODUCTION

En ce qui concerne les ouvrages d'art, le bois est surtout utilisé pour la construction des ponts acier-bois, notamment pour les culées de type caisson et le platelage. Ces ponts méritent une certaine attention, puisqu'ils représentent environ 20 % des structures du réseau routier québécois. Le bois sert également à d'autres types de structures, soit pour une partie soit, parfois, pour l'ensemble de leurs éléments. Parmi ces structures, on trouve les murs de type caisson, les platelages de certains ponts à poutres triangulées, les ponts à poutres de bois lamellé-collé et les ponts couverts. Mentionnons que les ponts à poutres de bois lamellé-collé et les ponts couverts ne sont traités ni dans le *Cahier des charges et devis généraux – Infrastructures routières – Construction et réparation* (CCDG) ni dans ce chapitre.

Une section « Photographies » est incluse à la fin du présent chapitre pour illustrer certaines notions ou certains éléments présentés ci-après.

15.1 DOCUMENTS REQUIS

L'entrepreneur doit fournir au surveillant le plan de montage d'un caisson (mur culée ou pile d'un pont acier-bois), qui doit contenir les renseignements suivants :

- la longueur des pièces de bois;
- l'emplacement de ces dernières.

Dans le cas des ponts acier-bois, l'entrepreneur doit également fournir les plans d'atelier de la charpente métallique. Cette structure est détaillée dans le chapitre 8 de ce manuel.

Selon les exigences générales de l'article 6.6 « Plans fournis par l'entrepreneur » du CCDG, l'entrepreneur doit soumettre des plans d'atelier signés et scellés par un ingénieur membre de l'Ordre des ingénieurs du Québec. De plus, l'exigence relative au délai minimal de 7 jours avant le début des travaux, que le Ministère s'accorde pour étudier les plans, doit être respectée. Leur format doit être ISO A1 et le titre doit mentionner le nom, la localisation, l'identification technique et le numéro de dossier figurant sur les plans du Ministère.

Puisque le plan de montage est essentiel à la construction du caisson sans que des pièces soient coupées au chantier, ce qui altérerait l'efficacité du produit de préservation appliqué en usine, il faut exiger de l'entrepreneur qu'il remette ce plan avant d'avoir commandé les pièces auprès du fournisseur.

Ce plan n'a à être visé ni par le surveillant ni par le concepteur. Le surveillant doit toutefois le vérifier de façon à s'assurer que les ouvrages qui y sont décrits semblent convenir aux fins spécifiées aux plans et qu'ils correspondent aux dimensions de l'élément à construire ainsi qu'au site des travaux. Si ce n'est pas le cas, il doit faire les interventions qu'il juge nécessaires auprès de l'entrepreneur.

15.2 MATÉRIAUX

15.2.1 Bois

Le bois utilisé dans les structures doit être conforme à la norme 11101 « Bois » du *Tome VII – Matériaux* de la collection Normes – Ouvrages routiers du Ministère. Elle fixe les exigences en ce qui a trait aux caractéristiques physiques, aux essences permises, au traitement ainsi qu'au marquage du bois.

Les ouvrages doivent être réalisés avec du bois neuf.

La classification du bois neuf fait appel aux règles inscrites dans le document intitulé *Règles de classification pour le bois d'œuvre canadien*, publié par la Commission nationale de classification des sciages.

Les règles de classification du bois sont contractuelles par la norme 11101 du Ministère. La classification du bois se fait selon la résistance structurale des pièces déterminée par les défauts de ce matériau. Elles visent à assurer des standards de qualité minimaux pour les différentes usines de sciage et s'appliquent généralement à toutes les essences de bois mou transformées au Canada. Dans le cas du bois traité, la classification est effectuée à l'usine de traitement.

Les exigences générales relatives aux pièces de bois utilisées par le Ministère, soit celles ayant les dimensions 197 x 203 mm et 96 x 203 mm, sont spécifiées dans la norme 11101 du Ministère. Cette norme couvre également l'utilisation de pièces rondes lorsqu'un pont est construit avec un biais.

Le bois utilisé dans les ouvrages du Ministère doit généralement recevoir un traitement de préservation qui consiste à en imprégner les fibres de façon à les protéger chimiquement contre la pourriture. La norme CSA O80 « Préservation du bois » établit les exigences pour la préservation chimique du bois, tant en ce qui concerne les produits de préservation utilisés que les modes opératoires.

Note

Les pièces de bois doivent être coupées à leur longueur finale avant de recevoir le traitement de préservation à l'usine. Cette exigence du CCDG vise à éliminer toute coupe inutile au chantier, car le traitement de préservation posé après une coupe effectuée au chantier n'est pas aussi performant que celui posé à l'usine vu qu'il ne permet pas d'atteindre les taux de rétention et de pénétration exigés par la norme CSA O80.

Le Ministère utilise surtout comme produit de préservation l'arséniate de cuivre chromaté (ACC) (*CCA*, en anglais). L'utilisation de l'ACC, bien qu'interdite pour le bois servant à des fins résidentielles, est privilégiée par les fournisseurs de bois traité parce qu'il n'est pas réglementé pour les ouvrages industriels, dont les ponts, qu'il est moins coûteux et que son rendement est reconnu de longue date. L'utilisation d'un produit de préservation considéré comme équivalent, tel le cuivre alcalin quaternaire (CAQ) (*ACQ*, en anglais) est autorisé, mais peu courant, en raison non seulement de son coût, mais également des problèmes de corrosion de l'acier engendrés par la présence du cuivre.

Le traitement est vérifié à partir de la quantité de produit de préservation qui est retenu dans le bois. Le tableau 15.2-1 présente les valeurs du taux de rétention minimal en fonction de deux classes d'emploi relatives à l'utilisation du bois. La classe d'emploi est précisée dans le devis spécial. Ces valeurs proviennent de la norme CSA O80. Le CCDG exige que tout le bois soit traité selon la classe d'emploi CE4.1 (eau douce ou sol), mais le devis spécial peut dans certains cas être plus exigeant et demander une classe CE5A (milieu marin).

Tableau 15.2-1 Taux de rétention minimal pour le bois

Produit de préservation	**Couleur**	**Taux de rétention minimal (kg/m³)**	
		Classe d'emploi CE5A (milieu marin)	**Classe d'emploi CE4.1** (eau douce ou sol)
ACC	Vert-gris	24,0	6,4

La qualité du traitement du bois est également contrôlée par la profondeur de pénétration du produit de préservation. Comme en ce qui concerne la rétention, les exigences relatives à la pénétration sont indiquées dans la norme CSA O80. Pour être en mesure de respecter ces exigences, les opérations à l'usine prévoient une série d'incisions du bois avant le traitement, ce qui assure une meilleure propagation du produit à l'intérieur du matériau. Le bois est ensuite imprégné, sous pression, du produit de préservation à l'intérieur d'un autoclave.

Le bois requis pour les traverses d'un pont doit être exclusivement de qualité n° 1. Cette exigence du CCDG s'impose en raison de la forte sollicitation exercée sur les traverses par les véhicules passant sur le pont.

Le bois requis pour les caissons à claire-voie d'un pont ou d'un mur doit être de qualité n° 1 avec un maximum de 50 % de qualité n° 2. Cette tolérance du CCDG quant au bois de qualité n° 2 offre un coût plus bas sans que cela nuise à l'aspect structural du caisson vu l'abondante répétition des pièces constituant ce dernier. Pour ce qui est du bois requis pour le plancher, les chasse-roues et les poteaux de glissière, il doit être de qualité n° 1 avec un maximum de 35 % de qualité n° 2.

15.2.1.1 Quincaillerie pour le bois

La quincaillerie comprend les attaches pour assembler les pièces de bois, comme les boulons, les fiches, les clous, les plaques d'attache, les anneaux fendus ainsi que les rondelles et les écrous accompagnant la boulonnerie. Mentionnons que des plaquettes carrées peuvent remplacer des rondelles. Il faut galvaniser la quincaillerie afin de limiter la corrosion des surfaces d'acier et de réduire le développement d'environnements humides qui sont propices à l'avènement de la pourriture du bois. L'attache utilisée pour fixer les lisses métalliques aux poteaux de glissière doit également être galvanisée, ce qui favorise la compatibilité entre les matériaux.

Le grade A de la norme ASTM A307 « Standard Spécification for Carbon Steel Bolts, Studs, and Threaded Rod 60 000 PSI Tensile Strength » et le grade 36 de la norme ASTM F1554 « Standard Specification for Anchor Bolts, Steel, 36, 55, and 105 ksi Yield Strength », spécifiés respectivement pour les boulons et les tiges filetées, sont prévus pour des applications générales, comme celles effectuées sur les ouvrages en bois.

Les boulons de la charpente métallique doivent respecter la norme ASTM F3125 « Standard Specification for High Strength Structural Bolts and Assemblies, Steel and Alloy Steel, Heat Treated, Inch Dimensions 120 ski and 150 ksi Minimum Tensile Strength, and Metric Dimensions 830 MPa and 1040 MPa Minimum Tensile Strength ». Sauf indication contraire dans les plans et devis, ces boulons doivent être galvanisés, de grade A325 et de type 1.

Aucune norme n'est spécifiée pour les plaques d'attache ou les rondelles puisque les exigences relatives à l'acier utilisé (tôle en acier commercial) sont minimales. Les plaques d'attache ou les rondelles doivent avoir un minimum de 4 mm pour éviter leur déformation lors du serrage.

15.2.2 Matériaux de remplissage d'un caisson

Les matériaux de remplissage à utiliser sont indiqués à l'article 15.8.4 « Mise en œuvre » du CCDG et sur les plans de l'ouvrage, notamment ceux à utiliser pour le remplissage des caissons (calibre 300-400 mm). Ces pierres sont décrites à l'article 15.2 « Fondations » du CCDG et sur les plans du caisson.

15.3 ASSURANCE DE LA QUALITÉ

L'assurance de la qualité relative aux matériaux doit être faite, notamment, selon les prescriptions du *Guide de surveillance – Chantiers d'infrastructures de transport*.

L'assurance qu'un lot de bois est traité en conformité avec les exigences de la norme CSA O80 se fait à différents endroits : directement à l'usine où est effectué le traitement du bois, lors de la livraison du bois au chantier et, dans certains cas, dans un laboratoire ayant une expertise dans le domaine.

Pour tout renseignement technique concernant le bois traité, le surveillant doit communiquer avec le Service des matériaux d'infrastructures de la Direction du contrôle de la qualité des matériaux (DCQM) du Ministère (par l'entremise du chargé d'activité du Ministère pour un surveillant employé par un prestataire de services).

15.3.1 Bois

15.3.1.1 Système qualité conforme à la norme ISO 9001 « Gestion de la qualité »

Étant donné que le système de gestion de la qualité ISO est basé sur un contrôle des processus de production et, par la suite, sur la confiance des clients envers ces mécanismes de contrôle, la vérification par le surveillant du bois traité peut varier selon différents facteurs tels que la fiabilité de l'usine de traitement et l'état des pièces de bois.

Le surveillant doit demander à l'entrepreneur, dès la première livraison de bois, une copie du certificat d'enregistrement ISO de son fournisseur de bois afin de vérifier que le traitement du bois a été effectué par une entreprise ayant une certification en bonne et due forme.

15.3.1.2 Attestation de conformité

Pour chaque lot de bois traité livré au chantier, l'entrepreneur doit fournir une attestation de conformité pour prouver que les exigences du Ministère sont respectées. Ce document, requis au CCDG, donne l'information relative au traitement et des renseignements complémentaires concernant la qualité du bois. Dans le cas où des pièces de bois sont impossibles à associer à un lot, celles-ci devraient être rejetées.

Le surveillant doit veiller à ce que l'attestation de conformité soit rédigée adéquatement; il doit aussi s'assurer que le numéro de lot indiqué sur l'étiquette du fournisseur (apposée sur les paquets de bois) correspond à celui inscrit sur l'attestation.

Le CCDG donne une liste d'informations minimales devant figurer sur l'attestation de conformité, dont celles relatives à l'essence du bois, au fabricant, au traitement, etc.

Un lot de production correspond à une certaine quantité de pièces de bois ayant été traitées dans les mêmes conditions et en même temps. Selon les circonstances de distribution, il est possible qu'un lot de bois traité soit divisé et se trouve sur différents chantiers. Le surveillant doit donc prendre soin de vérifier la présence possible de plus d'un lot de production sur son chantier.

Il doit aussi s'assurer que les essences de bois fournies et le traitement de préservation, notamment le produit utilisé et les résultats de rétention et de pénétration, sont conformes aux exigences de la norme 11101 du Ministère et de la norme CSA O80.

15.3.1.3 Contrôle de réception

Afin d'établir un climat de confiance entre le Ministère et les fournisseurs de bois traité, la DCQM effectue de façon sporadique une vérification de la qualité du traitement directement à l'usine.

En cas de doute quant à la qualité du traitement ou dans le cas d'un projet majeur, le surveillant doit demander des contrôles plus précis, effectués par la DCQM ou par un laboratoire spécialisé privé. Un contrôle de réception, comprenant un échantillonnage du bois traité livré sur le chantier, est alors réalisé pour déterminer les principales caractéristiques du traitement.

Le surveillant ou le représentant du laboratoire procède au prélèvement d'échantillons selon les modalités prévues dans la norme CSA O80. Si le surveillant procède lui-même à l'échantillonnage, une assistance technique peut être fournie par la DCQM (par l'entremise du chargé d'activité du Ministère pour un surveillant employé par un prestataire de services) pour le prélèvement des carottes.

Important

Il faut vérifier la qualité du traitement le plus tôt possible après la livraison du bois sur le chantier pour pouvoir réaliser, s'il y a lieu, les essais en laboratoire avant l'utilisation des pièces de bois. Un délai d'environ 1 semaine doit être prévu pour les essais de rétention et de pénétration.

Mentionnons que, pour qu'un lot de bois traité soit accepté conformément à la norme CSA O80, 80 % des échantillons doivent respecter les critères de pénétration, et 100 %, les exigences de rétention.

Afin de s'assurer du respect des exigences du CCDG quant au pourcentage de bois de qualité n° 2, le surveillant doit notamment vérifier la qualité du bois de chaque livraison, en relevant le pourcentage de pièces de qualité n° 1 et de qualité n° 2 figurant sur l'étiquette du fournisseur, laquelle est apposée sur chacun des paquets de bois.

En cas de doute, il doit procéder lui-même au relevé de la qualité de chaque pièce de bois. Pour ce faire, une marque de classification indique la qualité du bois; il est important de noter que cette marque varie selon le fournisseur du bois. Le tableau 15.3-1 présente celles des principaux fournisseurs. Ces marques doivent être placées sur chacune des pièces de bois, généralement à l'un des bouts.

Tableau 15.3-1 Marques de classification pour la qualité du bois

Fournisseur	Qualité nº 1	Qualité nº 2
Goodfellow	1 CIFQ 810	2 CIFQ 810
Marwood		
Stella-Jones		

Si une pièce de bois n'affiche pas de marque de classification à l'une de ses extrémités, le surveillant doit la rejeter puisqu'il n'est plus en mesure d'en déterminer le grade.

Le chapitre 8 de ce manuel détaille les exigences concernant la quincaillerie, et le CCDG donne une liste des informations devant apparaître sur l'attestation de conformité des boulons, écrous et rondelles.

Dans le cas des ponts acier-bois, aucun contrôle de réception à l'aide d'un tensiomètre n'est exigé, comme le précise le chapitre 8 de ce manuel. Le surveillant doit cependant vérifier la conformité des lots de boulons aux attestations de conformité ainsi que les fiches techniques des divers éléments de quincaillerie.

15.3.2 Géotextiles

L'assurance qualité des géotextiles est faite selon les indications de l'article 12.7 « Géotextiles » du CCDG.

15.3.3 Matériaux de remplissage d'un caisson

Mentionnons tout d'abord que le remplissage des excavations est traité au chapitre 2 « Fondations » de ce manuel.

Le surveillant doit s'assurer que l'entrepreneur lui remet l'attestation de conformité des pierres avant les travaux. Il doit exiger cette attestation, car il est très important que les pierres ne s'effritent pas avec le temps. Les informations relatives à cette attestation de conformité se trouvent au chapitre 2 « Fondations » de ce manuel.

15.4 MISE EN ŒUVRE

Les pièces de bois doivent être inspectées par le surveillant à leur arrivée sur le chantier; cette inspection porte notamment sur la conformité de ces pièces de bois aux exigences du plan de montage. Mentionnons que le surveillant n'a pas à surveiller les tolérances dimensionnelles des pièces de bois indiquées dans la norme 11101 du Ministère, compte tenu de la rigueur du processus de fabrication; cependant, en cas de doute, il doit veiller à ce que les tolérances soient respectées.

Excavations et remplissage des excavations

Mis à part la démolition d'ouvrages existants nécessaires à la reconstruction, les excavations constituent la première étape de réalisation des travaux et sont décrites au chapitre 2 « Fondations » de ce manuel.

L'exigence du CCDG visant à éviter le remaniement du fond des excavations est particulièrement importante pour un caisson d'une culée ou d'une pile d'un pont acier-bois, puisqu'elle est directement liée à la stabilité de l'ouvrage et à son comportement à long terme.

Les travaux relatifs aux excavations et au remplissage des excavations doivent être réalisés selon les exigences du chapitre 2 « Fondations » de ce manuel. Si le surveillant a des doutes concernant la capacité portante du sol du fond des excavations, il doit consulter le concepteur.

Mentionnons que le surveillant doit consulter le chapitre 2 « Fondations » de ce manuel pour plus d'information concernant le remplissage des excavations.

Caisson

Un caisson est un assemblage de pièces de bois entrecroisées, fixées par des fiches, des clous, des tiges filetées et des boulons, qui créent des cellules à l'intérieur desquelles des pierres sont mises en place pour former un mur ou une unité de fondation. Le rôle des pierres consiste à lester l'unité de fondation pour retenir les sols et augmenter la résistance de la culée au renversement et au glissement.

La mise en place d'un coussin de support en matériaux granulaires améliore la capacité portante du sol et facilite souvent l'ajustement des premières pièces, particulièrement si l'entrepreneur a choisi de préassembler la partie inférieure du caisson avant de le déposer sur le fond de l'excavation au moyen d'un équipement de levage. Il faut se référer au chapitre 2 « Fondations » du présent manuel pour plus d'information à ce sujet.

Lorsque la capacité portante des sols est insuffisante, il se peut que la culée soit supportée par des pieux battus. Cela oblige la confection d'un radier en béton à la tête de ces pieux de manière à soutenir la culée en bois. Dans un tel cas, le caisson de bois sera fixé au radier en béton à l'aide de cornières ancrées dans le béton et fixées dans les pièces de bois à l'aide de tiges filetées.

Que le caisson soit déposé sur un coussin de support en matériaux granulaires ou sur un radier en béton, les têtes des tiges filetées venant en contact avec ces éléments (sol ou béton) doivent être insérées dans des encastrements pratiqués dans les pièces de bois de façon à ne pas s'écraser dans ces éléments et à faire en sorte que la charge du caisson s'appuie sur l'ensemble de la pièce de bois. Les encastrements pratiqués dans le bois doivent quant à eux être badigeonnés de produit de préservation.

Le surveillant doit s'assurer que les pièces de bois des premières rangées d'un caisson à angle droit sont perpendiculaires entre elles et au bon niveau, puisque ce sont elles qui conditionnent la géométrie du reste de l'ouvrage. Dans le cas d'un caisson à construire selon un biais, il faut effectuer un contrôle plus serré afin de respecter le biais prévu.

Le remplissage du caisson est habituellement fait au fur et à mesure de la mise en place des pièces de bois au moyen d'une excavatrice, mais un travail manuel est toujours nécessaire pour finaliser la mise en place des pierres afin de réduire le plus possible les vides entre elles et de ne pas endommager les pièces de bois. Le CCDG exige que le remplissage du caisson soit effectué à l'aide de pierres de calibre 300-400 mm afin d'éviter qu'il y ait des pertes par les ouvertures du caisson et que des pierres trop grosses brisent les pièces de bois du caisson lors du remplissage. Il faut remplir avec précaution le caisson avec ces pierres, afin de ne pas l'endommager, jusqu'au niveau indiqué dans les plans.

Le prémontage sur de grandes hauteurs est à éviter, car il est souvent difficile de déplacer les caissons à leur emplacement final avec la machinerie disponible au chantier. De plus, lors du remplissage des caissons avec la pierre 300-400 mm, les traverses situées plus bas dans le caisson subissent les chocs des pierres, se brisent et sont très difficiles à remplacer.

Attention spéciale

Une attention spéciale doit être portée au remplissage sous les traverses d'assise des poutres afin que les vides soient le plus possible comblés. Cela oblige une mise en place manuelle attentionnée.

Caisson d'un pont

Dans le cas d'un caisson de pont, il faut aussi tenir compte des exigences suivantes.

Comme l'indiquent les plans, il faut placer un géotextile sous le coussin de support afin d'éviter le poinçonnement d'un sol à faible capacité portante, tels un silt ou une argile molle, et de limiter l'interpénétration du coussin de support et du sol en place.

L'élévation du dessous du caisson doit être à une certaine profondeur par rapport au lit du cours d'eau ou au terrain environnant à proximité du caisson; cette profondeur, déterminée à partir d'un avis ou d'une étude hydraulique, est spécifiée aux plans et devis. Cette exigence vise à protéger l'unité de fondation contre l'affouillement et à assurer ainsi sa stabilité à long terme.

Le surveillant doit s'assurer que l'entrepreneur vérifie l'horizontalité du caisson pendant toute la durée du montage. Mentionnons que l'ajustement de l'horizontalité se fait par l'utilisation appropriée des pièces de bois selon leur face blanchie ou leur face brute. Comme le planage n'est exigé que sur l'une des faces et qu'il diminue l'épaisseur d'environ 6 mm, il en résulte que les pièces de bois font 197 x 203 mm. Il est donc possible, en tournant certaines pièces de bois sur un même rang, de corriger une erreur de niveau, de nivellement ou même de verticalité par incréments de 6 mm à chaque rang mais, en règle générale, les faces planées sont toujours positionnées verticalement.

Au moment de commencer la construction de la deuxième unité de fondation, il est essentiel de contrôler soigneusement la distance entre le caisson et le garde-grève en construction et ceux déjà construits. Il faut effectuer cette vérification à plusieurs reprises pour veiller à ce que le caisson ne bouge pas pendant le remplissage et le remblayage.

Les pierres de calibre 100-200 sont utilisées pour fournir une surface plus uniforme de la partie supérieure du caisson. Il faut placer un géotextile sur ce remplissage de transition pour éviter que la couche supérieure constituée de matériau granulaire MG-20 s'y infiltre. Ce géotextile doit être mis en place de manière à épouser les contours intérieurs, y compris les parois verticales, de chaque cellule du caisson, et à éviter la perte de matériaux entre les cellules.

Les pierres provenant des ouvrages démolis peuvent être réutilisées à condition qu'une attestation de conformité démontre leur conformité aux exigences.

Il faut également placer un géotextile sur la totalité de la face arrière du caisson et sur une partie de ses côtés afin de limiter la perte de matériau granulaire de l'approche et du remblai à travers les ouvertures du caisson. Le géotextile doit être installé lâchement pour ne pas se déchirer de façon prématurée lors du remplissage des excavations.

Platelage et surface de roulement

Un platelage est constitué de traverses déposées transversalement sur les poutres et de madriers de plancher placés dans le sens de la circulation et qui constituent la surface de roulement. Les traverses servent à transférer les charges des véhicules au système structural, et la surface de roulement assure un certain confort.

Dans le cas des ponts susceptibles d'être empruntés par des cyclistes, les plans et devis exigent parfois que les madriers soient installés à 45° par rapport à l'axe du pont, ce qui rend leur mise en place particulièrement complexe. Entre autres difficultés, l'extrémité de tous les madriers doit être appuyée sur une traverse, et ceux situés près des chasse-roues doivent être coupés à 45° en chantier. Bien que la coupe en chantier soit normalement interdite, elle est inévitable dans ce cas-ci afin de respecter l'appui des madriers sur les traverses. Dans ces situations, les extrémités coupées doivent être enduites d'un protecteur approuvé selon la norme CSA O80.

Lorsque les plans et devis demandent le chevauchement des traverses, leur longueur donne un chevauchement suffisant pour que leurs extrémités s'appuient au moins sur toute la largeur de la poutre ou du longeron. Dans le cas d'un pont avec biais, les plans exigent que ces extrémités dépassent d'au moins 50 mm le bord de la semelle de la poutre pour assurer une bonne répartition des charges.

Pour que la surface de contact soit la plus uniforme possible entre les poutres et les traverses, il est suggéré de mettre les faces blanchies des pièces de bois en dessous (en contact avec le dessus des poutres).

Les plans demandent un espacement nul entre les madriers du plancher. Il faut respecter cette exigence de coller les madriers l'un à l'autre lors de la construction afin d'éviter des ouvertures longitudinales trop grandes, à la suite du retrait à long terme du bois, qui pourraient constituer une source de danger pour les cyclistes.

Le surveillant doit s'assurer qu'aucune flache (un creux dans le coin d'une pièce de bois) n'est présente sur la surface supérieure du plancher pour diminuer les risques d'accident pour les cyclistes. En présence d'une flache, la solution la plus simple est de tourner le madrier pour qu'elle se trouve en dessous ou d'utiliser ce madrier pour les chasse-roues ou les lisses supérieures des glissières.

Les plaques d'attache retenant les traverses au système structural doivent être solidement appuyées contre les semelles supérieures des poutres avant d'être fixées aux traverses. Les plaques ne sont pas utilisées vis-à-vis du chevauchement des traverses puisqu'il n'est pas possible d'en faire l'installation, faute d'espace suffisant.

La pose des anneaux fendus aux différentes jonctions des poteaux de glissière et du tablier est importante, puisque les anneaux augmentent la résistance du bois au cisaillement. L'installation des anneaux fendus constitue un travail de précision, surtout lors de la réalisation des rainures dans le bois. En effet, ces dernières doivent être faites de façon que les anneaux soient insérés sans donner de jeu, ce qui garantit leur plus grande efficacité.

Pour un pont avec biais, les poteaux des glissières sont installés selon le biais entre deux traverses. Des blocs écarteurs biseautés en acier galvanisé, en polyéthylène haute densité (PEHD) ou en élastomère DURO 50 doivent être ajoutés entre le chasse-roue et le poteau de glissière et entre le poteau de glissière et la lisse en acier (GTOG) pour servir de cale et transmettre les efforts au poteau, puis à l'anneau fendu. De plus, pour ce type de pont, la disposition des traverses doit respecter le chevauchement indiqué sur les plans pour que le transfert des charges aux poutres se fasse correctement.

Les madriers de plancher devant être disposés de façon à être en contact avec les appuis des chasse-roues, un ajustement du madrier attenant au chasse-roue peut s'avérer nécessaire. Il faut aussi prendre des précautions lors de la mise en place des madriers pour limiter la variation de la largeur du madrier attenant au chasse-roues.

Aux deux extrémités du pont, les premières traverses sont toujours doublées afin d'obtenir une transition de rigidité entre le dessus du garde-grève et les traverses sur le tablier. De plus, toujours aux extrémités du tablier, un madrier de plancher de départ est fixé à la dernière traverse, perpendiculairement au pont, afin d'avoir une meilleure protection contre les équipements d'entretien. Un biseau est exigé afin de permettre aux véhicules de mieux entrer sur le plancher du pont.

Quincaillerie

Les pièces de bois à assembler avec des boulons ou des tiges filetées doivent être préalablement percées de part en part selon les indications du CCDG. Les pièces de bois à assembler avec des tirefonds, des fiches ou des clous d'un diamètre supérieur à 6 mm doivent aussi être préalablement percées selon la longueur des attaches et les indications du CCDG. Dans le premier cas, on perce un diamètre de 2 mm plus grand que les attaches, alors que dans le deuxième cas, on perce un diamètre de 2 mm plus petit que les attaches. Ces exigences visent à éviter d'endommager le bois tout en assurant la fixation adéquate des pièces de bois.

Dans le cas de l'assemblage des madriers aux traverses du platelage, il faut préalablement percer ces dernières afin de diminuer les risques de rupture des tirefonds lors de leur serrage.

La surface intérieure des trous percés lors de la construction d'un caisson n'a pas besoin d'être saturée d'un produit de préservation, puisque la protection fournie par les pièces bien serrées les unes contre les autres est suffisante. Cependant, la surface intérieure des trous destinés à l'encastrement des têtes des tirefonds servant à fixer les madriers du platelage doit être enduite d'un produit de préservation pour bois, ces trous étant directement exposés aux intempéries. Dans le cas du remplacement des madriers du platelage, les trous laissés par les attaches existantes sur les traverses à conserver doivent aussi être enduits d'un produit de préservation.

Le serrage doit assurer un bon contact entre les pièces assemblées, mais pas au point de briser le bois, ce qui créerait des conditions propices à la pourriture. Des rondelles ou des plaquettes carrées en acier doivent être placées à chaque extrémité des attaches en contact avec le bois. Le CCDG exige des dimensions minimales aux rondelles et aux plaquettes, ce qui assure une bonne répartition des efforts entre les attaches et la surface du bois.

Sur un pont, la pose des lisses en tôle ondulée peut impliquer un ajustement longitudinal, puisque l'emplacement des poteaux de glissière ne correspond pas toujours à la position des trous déjà percés des lisses. Il faut donc percer de nouveaux trous à certains endroits dans les lisses afin de pouvoir les fixer aux poteaux de glissières. Des retouches à l'aide d'un enduit riche en zinc doivent être effectuées sur ces trous; cette exigence du devis spécial vise à améliorer la durabilité des lisses.

PHOTOGRAPHIES

OUVRAGES EN BOIS



Marque d'identification indiquant la qualité d'une pièce de bois.



Début de la construction d'un caisson.



Espaceur pour pont avec biais.



Culée de type caisson.



Remplissage des excavations à l'arrière d'une culée de type caisson.



Pont acier-bois.

CHAPITRE 16

DISPOSITIONS DIVERSES

TABLE DES MATIÈRES

INTRODUCTION **16-1**

GÉNÉRALITÉS **16-1**

16.1 ÉQUIPEMENT D'ACCÈS MOTORISÉ **16-3**

INTRODUCTION

Les dispositions qui découlent de l'article « Exigences générales » sont un regroupement de notions hétéroclites qui s'appliquent à plusieurs articles du chapitre 15 « Ouvrages d'art » du *Cahier des charges et devis généraux – Infrastructures routières – Construction et réparation* (CCDG). Plutôt que de les traiter à différents endroits dans ce chapitre, il a été jugé préférable de les écrire une seule fois à la section 15.16 « Dispositions diverses »; de plus, cette façon de faire permet de traiter les cas difficilement prévisibles qui peuvent survenir dans plusieurs situations, comme lors de travaux sur des ouvrages en béton ou des ouvrages en acier, à la démolition, à la mise en place d'enrobé, etc.

Les dispositions qui découlent de l'article « Équipement d'accès » ne pouvaient, quant à elles, faire partie d'un autre chapitre du manuel parce qu'elles concernent le pont ou le tablier une fois construits, soit seulement après la réalisation des activités de l'ensemble ou presque de ce manuel. Elles s'appliquent également peu importe le type de tablier réalisé.

GÉNÉRALITÉS

Reprenons brièvement chacune des notions incluses au début de la section 15.16 du CCDG.

Le premier paragraphe traite surtout du remplacement de pièces existantes, notamment celles d'un ouvrage en acier ou d'un dispositif de retenue, ou encore du remplacement d'un joint de tablier. Il concerne aussi les dimensions des éléments existants qui apparaissent aux plans. L'objectif est d'avertir l'entrepreneur, avant qu'il procède à la fabrication, de ne pas se fier aux dimensions indiquées aux plans des pièces à remplacer ni à celles des ouvrages existants qui pourraient avoir un impact sur ces pièces.

L'entrepreneur doit donc effectuer ses propres mesurages, et le surveillant devrait non seulement informer l'entrepreneur de ses obligations à ce sujet, mais aussi s'assurer de connaître les dimensions réelles avant que l'entrepreneur procède à la fabrication. De plus, le surveillant devrait consulter le concepteur des plans et devis pour tout changement d'importance susceptible d'avoir une incidence sur la suite des travaux.

Le deuxième paragraphe vise l'emploi de toiles ou d'autres éléments destinés à protéger les usagers de la route (automobilistes, cyclistes ou piétons) lors des différents travaux pouvant mener à la projection de débris.

Les troisième et quatrième paragraphes concernent les produits manufacturés fournis par l'entrepreneur, notamment pour ce qui relève de l'entreposage, de la date limite d'utilisation, de la fourniture de la fiche technique (au moins 14 jours avant utilisation, mises en garde sur l'utilisation du produit, etc.), et de l'utilisation de contenants gradués pour les matériaux à plusieurs composants. Ces notions sont très importantes, compte tenu du nombre élevé de produits utilisés dans les ouvrages d'art. Soulignons qu'un bon produit mal entreposé, fabriqué depuis longtemps ou mal utilisé ne vaut pas plus qu'un produit médiocre bien entreposé, récemment fabriqué et bien utilisé.

Le cinquième paragraphe fait référence aux limites de vitesse et de vibration établies à l'article 11.4.4.1.1 « Vitesses permises » du CCDG pour les travaux à l'explosif. Dans cet article, la limite de 50 mm/s s'applique aux éléments de béton existants. Cette dernière limite a donc été

reproduite dans la section 15.16 « Dispositions diverses » de manière à l'appliquer à l'ensemble des travaux pouvant générer des vibrations. Le paragraphe précise que la limite ne s'applique pas à l'élément en cours de démolition. Il est en effet normal que, lors de la démolition complète d'une culée, par exemple, les vibrations générées à quelques mètres du marteau de démolition sur cette culée soient supérieures à la limite. Précisons que l'interdiction des travaux à moins de 30 m du béton frais, énoncés à l'article 15.4.3.5.9 « Cure des éléments en béton coulés en place » du CCDG, continue de s'appliquer. La limitation des vibrations s'applique plutôt aux travaux et aux causes qui ne sont pas mentionnés dans cette section, comme la circulation à proximité du béton frais lorsque, par exemple, des travaux de bétonnage de dalle sont faits en phases.

Le sixième paragraphe traite de l'enlèvement des accumulations de débris sur une dalle avant son nettoyage au jet d'air pour que soit réduite l'émission de particules dans l'air et dans l'eau. Bien qu'il soit assez logique et naturel de procéder ainsi, le recours à ce texte est parfois utile pour que le travail se fasse correctement.

Les septième et huitième paragraphes visent à donner des directives pour que les surfaces de béton ne soient pas souillées de matières huileuses ou autres provenant des équipements. Le béton étant un matériau poreux, si des hydrocarbures ou d'autres contaminants s'y déposent, ils sont absorbés dans sa masse, ce qui rend par la suite à peu près impossible leur retrait efficace. Il faut donc placer les petits équipements dans des bacs ou des bassins pour éviter les fuites d'huile ou les fuites lors des remplissages en pétrole. Les plus gros équipements devraient, quant à eux, être disposés sur des bâches.

Le neuvième paragraphe est un renvoi à l'article 15.4.3 « Mise en œuvre » sur la manière de fixer des coffrages ou autres éléments au béton lorsque c'est autorisé par le surveillant. Ce dernier doit être vigilant et s'informer auprès de l'entrepreneur, dans le cadre officiel d'une réunion de chantier par exemple, sur ses intentions à ce sujet. Bien des entrepreneurs n'ont pas conscience des dommages qu'ils peuvent causer à un ouvrage d'art en fixant un quelconque ouvrage provisoire au béton, le plus dommageable de tous étant la coupe de barres d'armature d'importance.

Ces exigences de fixation d'ancrages sont présentées à la section 15.4 « Ouvrages en béton » du CCDG, car elles s'appliquent surtout aux travaux exigeant la mise en place de ce matériau. Une référence se trouve toutefois aussi à la section 15.16 « Dispositions diverses », car ces exigences doivent s'appliquer à tous les travaux, notamment à la fixation de coffrages de glissières et à celle de plates-formes de travail pour les travaux de béton projeté ou les travaux de charpente métallique, de peinture, etc.

Le dixième paragraphe concerne l'interdiction de réaliser des soudures permanentes ou temporaires sur des pièces métalliques de l'ouvrage, à moins que ces soudures apparaissent aux plans. Bien que cette interdiction semble évidente, elle peut être transgressée non par mauvaise volonté, mais par ignorance des dommages causés.

Encore une fois, le surveillant doit être proactif et attirer l'attention de l'entrepreneur sur ses responsabilités dès le début du contrat. Si une soudure non autorisée est réalisée, le surveillant doit traiter le cas avec le plus grand soin, car des conséquences structurales très importantes peuvent en découler, notamment l'amorce de fissures; les spécialistes en métallurgie de la Direction générale du laboratoire des chaussées du Ministère devraient être consultés au besoin (par l'entremise du chargé d'activité du Ministère pour un surveillant employé par un prestataire de services).

Les avant-dernier et dernier paragraphes traitent de la mise en place des éléments de drainage temporaires ou des garnitures temporaires sur les joints pendant la période hivernale, pour que les eaux de drainage chargées de chlorures ne se déversent pas sur l'ouvrage neuf. Ces exigences s'appliquent lorsque la portion de route correspondante est ouverte au trafic routier. Si ce n'est pas le cas, comme les sels de déglaçage ne sont pas utilisés, l'installation de tels dispositifs temporaires n'est pas nécessaire.

Le CCDG laisse au surveillant le soin de déterminer à quel endroit les eaux de drainage seront temporairement déversées. Elles doivent être dirigées le plus loin possible des ouvrages, selon une orientation qui permet d'éviter les éclaboussures sur la structure et qui ne nuira pas aux opérations d'entretien hivernal des routes sous-jacentes, s'il y a lieu. Le surveillant peut consulter le chargé d'activité du Ministère en cas de doute quant à l'endroit où devraient être dirigées ces eaux.

16.1 ÉQUIPEMENT D'ACCÈS MOTORISÉ

Dans le cas de la construction d'un pont ou d'un tablier neufs, l'entrepreneur doit fournir un équipement d'accès motorisé pour permettre aux inspecteurs du Ministère, chargés d'inspecter l'ensemble des ouvrages du Ministère, de procéder à une première inspection générale avant que l'entrepreneur ne quitte les lieux.

Il est évidemment plus facile de faire corriger les déficiences décelées par le Ministère si l'entrepreneur n'a pas encore procédé à la démobilisation de son chantier. L'équipement d'accès n'est évidemment pas requis si l'ouvrage est de peu d'envergure ou de faible hauteur et qu'il est possible de procéder à l'inspection sans équipement; dans ce cas, il est probable qu'aucun article n'apparaisse au bordereau. Toutefois, même si aucun article ne figure au bordereau pour l'équipement d'accès et que ce dernier s'avère nécessaire, le surveillant, après discussion avec le concepteur et le Ministère, doit en négocier le coût avec l'entrepreneur.

Mentionnons que l'équipement d'accès doit aussi servir à l'inspection et à la réception des travaux par le surveillant, ce qu'il pourrait difficilement faire de façon adéquate sans cet équipement. L'inspection générale par le Ministère et la réception des travaux par le surveillant se font donc en même temps sur le même équipement.

Le surveillant doit coordonner l'inspection générale par le Ministère et sa réception des travaux de façon à assurer une transition harmonieuse de l'ouvrage depuis la surveillance jusqu'au processus d'inspection par le propriétaire de l'ouvrage. De plus, l'utilisation d'un équipement d'accès permet au surveillant d'inspecter l'ouvrage de façon très rapprochée avec une inspection de type « doigt sur la pièce ». Les observations faites par le personnel du Ministère dans le cadre de la première inspection générale sont transmises au surveillant par l'intermédiaire du chargé d'activité du Ministère. Le surveillant doit évidemment en tenir compte dans ses démarches de réception des travaux auprès de l'entrepreneur.

Dès la réception de l'avis de l'entrepreneur relatif à la fin des travaux, le surveillant doit aviser le chargé d'activité du Ministère de la date de l'inspection des travaux, dans le cadre de leur réception, afin que ce chargé d'activité puisse y participer et planifier la première inspection générale de l'ouvrage avec les responsables de l'inspection des structures de la direction générale territoriale du Ministère concernée.

Il faut que l'équipement d'accès permette d'atteindre toutes les surfaces des différentes parties du pont soit par un seul côté du pont, soit par les deux côtés selon les obstacles présents sur le site. Cette exigence du CCDG est renforcée par l'article « Exigences générales » du devis spécial quant au modèle d'équipement à utiliser. En effet, le concepteur indique normalement au devis les caractéristiques d'un équipement de type passerelle dont la largeur correspond à celle de l'ouvrage à inspecter. Mentionnons que ce type d'équipement est souvent indiqué au devis spécial, car tous les intervenants peuvent y prendre place en même temps.

La durée de l'utilisation de l'équipement (3 heures par travée) est mentionnée à titre indicatif au CCDG et sert surtout pour que l'entrepreneur puisse estimer ses coûts. Le délai minimal de 2 semaines mentionné au CCDG entre les réceptions de l'avis de fin de travaux de l'entrepreneur et de celui du surveillant annonçant la date de l'inspection est nécessaire pour que, d'une part, l'entrepreneur puisse louer l'équipement en temps voulu et que, d'autre part, le personnel du Ministère se libère pour cette date. Le surveillant devrait discuter avec les intervenants avant de fixer la date de l'inspection.

Les exigences du CCDG relatives à la sécurité de l'équipement d'accès et aux compétences de l'opérateur doivent être respectées par tous les intervenants, y compris le surveillant. Ce dernier ne doit pas hésiter à refuser un équipement qui lui semble défectueux, en raison des conséquences sur la sécurité des personnes.

Lorsque des travaux ont été jugés inacceptables lors de l'inspection, par le Ministère ou par le surveillant, ce dernier ne doit pas hésiter, s'il le juge à propos, à demander à l'entrepreneur de fournir à nouveau l'équipement d'accès pour lui permettre d'inspecter les corrections qui seront apportées par l'entrepreneur. Si, après discussion avec le chargé d'activité du Ministère, le surveillant juge que ces corrections ont un impact important sur les résultats de l'inspection générale, il doit inviter l'inspecteur à participer à cette nouvelle inspection.

BIBLIOGRAPHIE

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). *Standard Practice for Measuring Delaminations in Concrete Bridge Decks by Sounding*, 2018 (ASTM D4580/D4580M-12).

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). *Standard Specification for Anchor Bolts, Steel, 36, 55, and 105-ksi Yield Strength* (ASTM F1554).

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). *Standard Specification for Carbon Steel Bolts, Studs, and Threaded Rod 60 000 PSI Tensile Strength* (ASTM F1554).

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). *Standard Specification for High-Strength Steel Bars for Prestressed Concrete*, 2018 (ASTM A722/A722M-18).

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). *Standard Specification for High Strength Structural Bolts, Steel and Alloy Steel, Heat Treated, 120 ksi (830 MPa) and 150 ksi (1040 MPa) Minimum Tensile Strength, Inch and Metric Dimensions* (ASTM F3125).

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). *Standard Specification for Low-Relaxation, Seven-Wire Steel Strand for Prestressed Concrete*, 2018 (ASTM A416/A416MM-18).

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). *Standard Test Method for Measuring Pavement Macrotexture Depth Using a Volumetric Technique*, 2019 (ASTM E965-15).

ASSOCIATION CANADIENNE DE NORMALISATION. *Barres d'acier au carbone pour l'armature de béton*, janvier 2010 (CSA G30.18-09).

ASSOCIATION CANADIENNE DE NORMALISATION. *Béton : Constituants et exécution des travaux*, avril 2015 (CSA A23.1-14).

ASSOCIATION CANADIENNE DE NORMALISATION. *Béton préfabriqué – Constituants et exécution des travaux*, août 2016 (CSA A23.4-16).

ASSOCIATION CANADIENNE DE NORMALISATION. *Certification des compagnies de soudage par fusion de l'acier*, 2019 (CSA W47.1-F19).

ASSOCIATION CANADIENNE DE NORMALISATION. *Code canadien sur le calcul des ponts routiers*, Toronto, Groupe CSA, 2020, 1 262 p. (CSA S6:19).

ASSOCIATION CANADIENNE DE NORMALISATION. *Commentary on CSA S6:19*, Toronto, Groupe CSA, 2019, 1 086 p. (CSA S6.1:19).

ASSOCIATION CANADIENNE DE NORMALISATION. *Construction soudée en acier*, novembre 2018 (CSA W59-18).

ASSOCIATION CANADIENNE DE NORMALISATION. *Essais non destructifs – Qualification et certification du personnel END*, 2012 (CSA/CGSB 48.9712 / ISO 9712-2012).

ASSOCIATION CANADIENNE DE NORMALISATION. *Exigences générales relatives à l'acier de construction laminé ou soudé/Acier de construction*, mai 2014 (CSA G40.20-13/G40.21-13).

ASSOCIATION CANADIENNE DE NORMALISATION. *Ouvrages provisoires et coffrages*, juillet 2016 (CSA S269.1-16).

ASSOCIATION CANADIENNE DE NORMALISATION. *Préservation du bois,* 2016 (CSA O80 Série 15).

ASSOCIATION CANADIENNE DE NORMALISATION. *Qualification des inspecteurs en soudage*, 2018 (CSA W178.2-F18).

ASSOCIATION CANADIENNE DE NORMALISATION. *Qualification des organismes d'inspection en soudage*, 2018 (CSA W178.1-F18).

ASSOCIATION DES TRANSPORTS DU CANADA (ATC). *Guide de conception, de construction, d'entretien et d'inspection des murs de soutènement de sol stabilisé mécaniquement*, Ottawa, 2017, 158 p.

BUREAU DE NORMALISATION DU QUÉBEC (BNQ). *Béton prêt à l'emploi : programme de certification (élaboré à partir des exigences des chapitres 4, 5 et 8 de la norme CSA A23.1/A23.2)*, juillet 2018 (BNQ 2621-905).

COMMISSION DES NORMES, DE L'ÉQUITÉ, DE LA SANTÉ ET DE LA SÉCURITÉ DU TRAVAIL (CNESST). *Pour mieux exécuter les travaux de creusement, d'excavation et de tranchée*. *Aide-mémoire pour l'employeur*, janvier 2018, 48 p.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION (FHWA). *Design and Construction of Driven Pile Foundations,* FHWA-NHI-16-009 vol. 1 et 2, Woodbury (Minnesota), septembre 2016, 517 p.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION (FHWA). *Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes,* FHWA-NHI-10-024 (vol. 1) et FHWA-NHI-10-025 (vol. 2), Woodbury (Minnesota), novembre 2009, 378 p.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION (FHWA). *Drilled Shafts: Construction Procedures and LRFD Design Methods,* FHWA-NHI-10-016, New York, mai 2010, 970 p.

HÉBERT, Jocelyne, avec la collaboration de Michel BLONDIN. « L'ingénieur et les dessins d'atelier », Ordre des ingénieurs du Québec, revue *Plan*, vol. LIII, n° 6, novembre-décembre 2016, p. 14-16.

INSTITUT CANADIEN DE CONSTRUCTION EN ACIER (ICCA). *Handbook of Steel Construction, 11th Edition*, Toronto, ICCA, 2017, 1 192 p.

INSTITUT D'ACIER D'ARMATURE DU CANADA (IAAC). *Manuel de normes recommandées 2006*.

INTERNATIONAL CONCRETE REPAIR INSTITUTE (ICRI). *Guide for Surface Preparation for the Repair of Deteriorated Concrete Resulting from Reinforcing Steel Corrosion*, Technical Guideline No. 310.1R-2008.

MINISTÈRE DE L'ENVIRONNEMENT ET DE LA LUTTE CONTRE LES CHANGEMENTS CLIMATIQUES. *Règlement sur les activités dans des milieux humides, hydriques et sensibles*, Gazette officielle du Québec, 20 p.

MINISTÈRE DES TRANSPORTS ET DE LA MOBILITÉ DURABLE. *Annexes pour les différents devis 2023*, Québec, Direction générale des structures, janvier 2023, 27 p.

MINISTÈRE DES TRANSPORTS ET DE LA MOBILITÉ DURABLE. *Cahier des charges et devis généraux – Infrastructures routières – Construction et réparation, édition 2023*, Québec, Les Publications du Québec, décembre 2022, 382 p. (Collection Ouvrages routiers – Documents contractuels).

MINISTÈRE DES TRANSPORTS ET DE LA MOBILITÉ DURABLE. *Choix des composants d'enrobés et cartes des zones climatiques*, Québec, Direction générale du laboratoire des chaussées, 2018.

MINISTÈRE DES TRANSPORTS ET DE LA MOBILITÉ DURABLE. *Critères de sélection des enrobés*, Québec, Direction générale du laboratoire des chaussées, 2012.

MINISTÈRE DES TRANSPORTS ET DE LA MOBILITÉ DURABLE. *Contrôle de la qualité des pièces galvanisées à chaud*, Direction du contrôle de la qualité des matériaux, janvier 2021.

MINISTÈRE DES TRANSPORTS ET DE LA MOBILITÉ DURABLE. *Dégel – Période de restrictions des charges – Carte détaillée des zones de dégel*, Québec, Direction générale de la sécurité et du camionnage, 2006.

MINISTÈRE DES TRANSPORTS ET DE LA MOBILITÉ DURABLE. *Devis type 2018 « Surveillance de travaux de structures »*, Québec, Direction générale des structures, juillet 2018, 37 p.

MINISTÈRE DES TRANSPORTS ET DE LA MOBILITÉ DURABLE. *Devis type 2023 « Construction et réparation des structures »*, Québec, Direction générale des structures, janvier 2021, 168 p.

MINISTÈRE DES TRANSPORTS ET DE LA MOBILITÉ DURABLE. *Devis type 2023 « Ponts acier-bois »*, Québec, Direction générale des structures, janvier 2021, 35 p.

MINISTÈRE DES TRANSPORTS ET DE LA MOBILITÉ DURABLE. *Devis type 2023 « Réparation de ponceaux en tôle d'acier ondulée »*, Québec, Direction générale des structures, janvier 2021, 16 p.

MINISTÈRE DES TRANSPORTS ET DE LA MOBILITÉ DURABLE. *Guide d'assurance de la qualité – Béton (édition 2022)*, Québec, Les Publications du Québec, avril 2022, 117 pages.

MINISTÈRE DES TRANSPORTS ET DE LA MOBILITÉ DURABLE. *Guide d'assurance de la qualité – Enrobés à chaud*, Québec, Les Publications du Québec, 2022 (Collection Guides et manuels – Ouvrages routiers).

MINISTÈRE DES TRANSPORTS ET DE LA MOBILITÉ DURABLE. *Guide de surveillance – Chantiers d'infrastructures de transport*, Québec, Les Publications du Québec, 2021, 353 p. (Collection Guides et manuels – Ouvrages routiers).

MINISTÈRE DES TRANSPORTS ET DE LA MOBILITÉ DURABLE. *Guide technique sur la mise en place des enrobés bitumineux*, Québec, Direction générale du laboratoire des chaussées, 2009.

MINISTÈRE DES TRANSPORTS ET DE LA MOBILITÉ DURABLE. *Info-structures T2020-17, Bétonnage par temps froid, surfaces horizontales*, Québec, Direction générale des structures, 2020.

MINISTÈRE DES TRANSPORTS ET DE LA MOBILITÉ DURABLE. *Liste des matériaux relatifs au béton éprouvés par le laboratoire des chaussées (version 2022)*, 24 p.

MINISTÈRE DES TRANSPORTS ET DE LA MOBILITÉ DURABLE. *Manuel de conception des structures*, Québec, Les Publications du Québec, décembre 2021, 444 p. (Collection Guides et manuels – Ouvrages routiers).

MINISTÈRE DES TRANSPORTS ET DE LA MOBILITÉ DURABLE. *Manuel de dessins des structures*, Québec, Les Publications du Québec, juin 2018, 352 p. (Collection Guides et manuels – Ouvrages routiers).

MINISTÈRE DES TRANSPORTS ET DE LA MOBILITÉ DURABLE. *Manuel d'entretien des structures*, Québec, Les Publications du Québec, décembre 2019, 666 p. (Collection Guides et manuels – Ouvrages routiers).

MINISTÈRE DES TRANSPORTS ET DE LA MOBILITÉ DURABLE. *Programme d'homologation – Murs de soutènement HOM 5625-100-22, édition 2022*, Québec, Direction générale de l'expertise contractuelle, Guichet unique de qualification des produits, 2022, 34 p.

MINISTÈRE DES TRANSPORTS ET DE LA MOBILITÉ DURABLE. *Programme d'homologation – Ponceaux HOM 5620-100-22, édition 2022*, Québec, Direction générale de l'expertise contractuelle, Guichet unique de qualification des produits, 2022, 33 p.

MINISTÈRE DES TRANSPORTS ET DE LA MOBILITÉ DURABLE. *Programme d'homologation – Système de peintures pour structures d'acier HOM-8010-104-22, édition 2022* Québec, Direction générale de l'expertise contractuelle, Guichet unique de qualification des produits, 2022, 22 p.

MINISTÈRE DES TRANSPORTS ET DE LA MOBILITÉ DURABLE. *Recueil des méthodes d'essai LC* (LC 26-510, LC 26-600, LC 26-610), Québec, Les Publications du Québec, 2022 (Collection Guides et manuels – Ouvrages routiers).

MINISTÈRE DES TRANSPORTS ET DE LA MOBILITÉ DURABLE. *Tome I – Conception routière*, Québec, Les Publications du Québec, septembre 2022 (Collection Normes – Ouvrages routiers).

MINISTÈRE DES TRANSPORTS ET DE LA MOBILITÉ DURABLE. *Tome II – Construction routière*, Québec, Les Publications du Québec, janvier 2022 (Collection Normes – Ouvrages routiers).

MINISTÈRE DES TRANSPORTS ET DE LA MOBILITÉ DURABLE. *Tome III – Ouvrages d'art*, Québec, Les Publications du Québec, janvier 2022 (Collection Normes – Ouvrages routiers).

MINISTÈRE DES TRANSPORTS ET DE LA MOBILITÉ DURABLE. *Tome IV – Abords de route*, Québec, Les Publications du Québec, septembre 2022 (Collection Normes – Ouvrages routiers).

MINISTÈRE DES TRANSPORTS ET DE LA MOBILITÉ DURABLE. *Tome V – Signalisation routière – Volumes 1, 2 et 3*, Québec, Les Publications du Québec, décembre 2022 (Collection Normes – Ouvrages routiers).

MINISTÈRE DES TRANSPORTS ET DE LA MOBILITÉ DURABLE. *Tome VI – Entretien*, Québec, Les Publications du Québec, septembre 2022 (Collection Normes – Ouvrages routiers).

MINISTÈRE DES TRANSPORTS ET DE LA MOBILITÉ DURABLE. *Tome VII – Matériaux*, Québec, Les Publications du Québec, décembre 2022 (Collection Normes – Ouvrages routiers).

MINISTÈRE DES TRANSPORTS ET DE LA MOBILITÉ DURABLE. *Tome VIII – Dispositifs de retenue*, Québec, Les Publications du Québec, janvier 2022 (Collection Normes – Ouvrages routiers).

NATIONAL STEEL BRIDGE ALLIANCE. *Skewed and Curved Steel I-Girder Bridge Fit*, American Institute of Steel Construction, Fit Task Force, NSBA Technical Subcommittee, 20 août 2014, 6 p.

NEVILLE, Adam M., et J.J. BROOKS. *Concrete Technology,* New Jersey, Prentice Hall, 1990.

POST-TENSIONING INSTITUTE (PTI). *DC35.1-14 Recommendations for Prestressed Rock and Soil Anchors*, 2014, 109 p.

QUÉBEC. *Loi sur les ingénieurs, RLRQ, chapitre I-9, section II article 2 et article 3 alinéa 2*, Éditeur officiel du Québec, juin 2022.

SOCIÉTÉ CANADIENNE DE GÉOTECHNIQUE. *Manuel canadien d'ingénierie des fondations, 4e édition*, Richmond (Colombie-Britannique), Société canadienne de géotechnique, 2013, 476 p.

SOCIETY FOR PROTECTIVE COATINGS. *SSPC VIS 1 – Guide and Reference Photographs for Steel Surfaces Prepared by Dry Abrasive Blast Cleaning,* 2002.

SOCIETY FOR PROTECTIVE COATINGS. *SSPC VIS 2 – Standard Method for Evaluating Degree of Rusting on Painted Steel Surfaces,* 2000.

SOCIETY FOR PROTECTIVE COATINGS. *SSPC VIS 3 – Guide for Power and Hand Tool Cleaning of Steel Surfaces,* 2004.

SOCIETY FOR PROTECTIVE COATINGS. *SSPC VIS 4 – Guide and Visual Reference Photographs for Steel Cleaned by Waterjetting,* 2001.