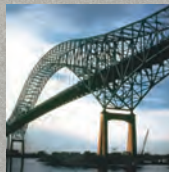


Manuel de conception des structures



Transports,
Mobilité durable
et Électrification
des transports

Québec



Manuel de conception des structures

MANUEL DE CONCEPTION DES STRUCTURES

Décembre 2017

Inclut la révision 2018-01

Québec 

Cette publication a été réalisée par la Direction générale des structures et éditée par la Direction des normes et des documents d'ingénierie du Ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des transports.

La version électronique est disponible à l'adresse suivante :

http://www3.publicationsduquebec.gouv.qc.ca/produits/ouvrage_routier.fr.html

Pour obtenir des renseignements, on peut :

- composer le 511 (au Québec) ou le 1 888 355-0511 (partout en Amérique du Nord)
- consulter le site Web du ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des transports au www.transports.gouv.qc.ca
- écrire à l'adresse suivante : Direction des communications
Ministère des Transports, de la Mobilité durable
et de l'Électrification des transports
500, boul. René-Lévesque Ouest, bureau 4.010
Montréal (Québec) H2Z 1W7

© Gouvernement du Québec, décembre 2017

ISBN 978-2-551-26177-2 (PDF)

Dépôt légal – 2017

Bibliothèque et Archives nationales du Québec

Tous droits réservés pour tous pays. La reproduction par quelque procédé que ce soit et la traduction, même partielles, sont interdites sans l'autorisation des Publications du Québec.

REMERCIEMENTS

Cet ouvrage a été, depuis sa première parution jusqu'à maintenant, une mise en commun de connaissances et d'expériences de nombreuses personnes travaillant ou ayant travaillé tant à la Direction générale des structures qu'à l'extérieur du Ministère. Nous tenons à souligner leur contribution.

À moins d'une autorisation écrite par la Direction générale des structures du ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des transports, l'utilisation de ce document à des fins d'enseignement est interdite. Par ailleurs, il est possible qu'un 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.

INSTRUCTIONS DE MISE À JOUR

DOCUMENT MODIFIÉ
Manuel de conception des structures Édition décembre 2017

Date : 2018-01

Version : Révision 1

Veuillez trouver ci-joint les plus récentes modifications apportées au manuel. Bien vouloir retirer les pages actuelles et les remplacer par les pages révisées.

SECTION	RETIRER Page	AJOUTER Page	REMARQUES
Chapitre 1 Généralités	Table des matières	Table des matières	Actualisation de la table des matières
	1-09 et 1-10	1-09 et 1-10	Correction du titre du tableau 1.8-2
Chapitre 3 Charges	Table des matières	Table des matières	Actualisation de la table des matières
	3-5 à 3-12	3-5 à 3-12	Correction de la numérotation des titres
		3-12-1	Ajout de la figure 3.3-3
Chapitre 6 Fondations	Table des matières	Table des matières	Actualisation de la table des matières
	6-15 et 6-16	6-15 et 6-16	Retrait du tableau 6.8-1 et ajout du tableau 6.7-1

Responsable du document : Nicolas Fauchon

INSTRUCTIONS DE MISE À JOUR

DOCUMENT MODIFIÉ
Manuel de conception des structures

Date : Décembre 2017

Version : Nouvelle édition

Veuillez trouver ci-joint les plus récentes modifications apportées au manuel. Bien vouloir retirer les pages actuelles et les remplacer par les pages révisées.

SECTION	RETIRER Page	AJOUTER Page	REMARQUES
Manuel dans son ensemble	Toutes les pages	Toutes les pages	- Harmonisation avec des documents de la DGS et du MTMDET - Modifications / ajouts / retraits pour une meilleure compréhension
Chapitre 1 Généralités			Article 1.8.1 : Modification des tableaux 1.8-1 et 1.8-2
Chapitre 2 Durabilité			Révision complète du chapitre pour préciser ou modifier certaines exigences de drainage
Chapitre 4 Calcul parasismique			- Article 4.1 : Précision concernant l'isolation parasismique - Article 4.4.1 : Modification du terme « zones de rendements sismiques » pour « catégorie de performance sismique » selon la nouvelle norme CAN/CSA-S6 - Précision des coefficients de pondération de la poussée latérale et de la poussée active - Article 4.5.6 : Ajout pour préciser le calcul de l'armature transversale de confinement pour les poteaux rectangulaires - Article 4.8.1 : Modification du terme « catégorie de performance sismique » selon la nouvelle norme CAN/CSA-S6
Chapitre 5 Méthodes d'analyse			Article 5.1 : Ajout d'une précision quant aux scénarios à étudier pour la surcharge routière lors de la conception
Chapitre 6 Fondations			Article 6.1 : Modification concernant la limitation de la contrainte dans le sol lors de la conception aux états limites d'utilisation (ÉLUT)

SECTION	RETIRER Page	AJOUTER Page	REMARQUES
Chapitre 9 Ouvrages en bois Chapitre 10 Ouvrages en acier Chapitre 11 Joints et appareils d'appui			- Article 6.2 : Ajout d'une précision concernant le degré de sensibilité au tassement pour les murs en ailes annexés aux ponceaux - Article 6.5.1 : Modification concernant la perte de résistance géotechnique latérale lors de liquéfaction des sols - Article 6.5.2.1 : Ajout de précisions quand aux essais à réaliser sur les pieux conventionnels - Article 6.5.3 : Ajout de précisions quand aux pieux caissons et des essais CSL - Article 6.6 : Ajout de précisions concernant la conception des ancrages au roc - Article 6.7.2 : Ajout d'une restriction concernant l'angle de frottement à l'interface sol-structure - Article 6.8 : Ajout pour préciser les détails de remblayage de la transition aux approches - Révision complète du chapitre en fonction de la nouvelle norme CAN/CSA-S6 - Article 10.4.2 : Ajout d'une précision quant au positionnement des éléments structuraux des contreventements pour faciliter le coffrage - Article 10.7 : Ajout d'une exigence quant au revêtement de protection des profilés assemblés - Article 11.1.5 : Ajout d'une précision pour le calcul de la déformation due à la rotation pour un pont à travée simple ayant un appui fixe et un mobile - Article 11.1.9 : Ajout d'une précision pour la température d'installation - Article 11.2.1 : Ajout d'une exigence pour tenir compte de la rigidité de l'appareil d'appui lors de sa conception - Article 11.2.2 : Ajout d'une précision pour le calcul de l'épaisseur totale d'un appareil d'appui

Chapitre 12 Dispositifs de retenue Chapitre 16 Ouvrages avec polymères renforcés de fibres Chapitre 20 Procédures administratives			- Article 11.2.6 : Modification du terme « rehaussements » pour « blocs d'assise » - Article 11.3.1 : Ajout d'une précision pour un joint tablier en présence d'une piste cyclable - Figure 12.2-9 : Modifications de l'armature « Type C1 » - Article 16.4 : Modification concernant les lampadaires ou massifs d'ancrage pour lampadaires sur les glissières avec armatures en matériaux composites - Article 20.5.1 : Ajout d'une précision concernant la signature pour les feuillets de reconnaissance de sol, de topographie et de bathymétrie

Responsable du document : Nicolas Fauchon, ing.

MANUEL DE CONCEPTION DES STRUCTURES

TABLE DES MATIÈRES

Chapitre 1	Généralités
Chapitre 2	Durabilité
Chapitre 3	Charges
Chapitre 4	Calcul parasismique
Chapitre 5	Méthodes d'analyse
Chapitre 6	Fondations
Chapitre 7	Ouvrages sous remblai
Chapitre 8	Ouvrages en béton
Chapitre 9	Ouvrages en bois
Chapitre 10	Ouvrages en acier
Chapitre 11	Joints et appareils d'appui
Chapitre 12	Dispositifs de retenue et supports d'équipements routiers
Chapitre 13	Ponts routiers mobiles
Chapitre 14	Évaluation
Chapitre 15	Réfection
Chapitre 16	Ouvrages renforcés de fibres
Chapitre 17	Ouvrages en aluminium

Chapitre 18	Ouvrages connexes
Chapitre 19	Documents
Chapitre 20	Procédures administratives

CHAPITRE 1

GÉNÉRALITÉS

TABLE DES MATIÈRES

1.1	OBJET	1-1
1.2	DOMAINE D'APPLICATION	1-1
1.3	RÉFÉRENCES	1-1
1.3.1	Rédacteurs de normes	1-1
1.3.2	Code d'identification des normes nationales	1-1
1.3.3	Exigences générales	1-2
1.3.4	Normes CSA	1-2
1.3.5	CCDG	1-3
1.4	TOPOMÉTRIE ET TOPOGRAPHIE	1-3
1.4.1	Généralités	1-3
1.4.2	Procédure	1-3
1.5	HYDROLOGIE ET HYDRAULIQUE	1-4
1.6	FONDATAIONS	1-4
1.7	GÉOMÉTRIE ET GABARIT	1-4
1.7.1	Généralités	1-4
1.7.2	Gabarit d'une voie ferrée	1-4
1.8	CHOIX D'UN TYPE DE PONT	1-6
1.8.1	Généralités	1-6
1.8.2	Contraintes à respecter	1-6
1.8.3	Types de tablier de pont non recommandés	1-11
1.8.4	Limitations relatives au transport d'éléments préfabriqués	1-11

1.9	CARACTÉRISTIQUES DE CONCEPTION	1-12
1.9.1	Levage du tablier d'un pont	1-12
1.9.2	Tablier construit par phases	1-12
1.9.3	Accès pour l'inspection et l'entretien	1-13
1.9.4	Dispositions spéciales	1-13
1.10	ESTHÉTIQUE DES PONTS	1-13
1.10.1	Généralités	1-13
1.10.2	Principes d'esthétique	1-14
1.10.3	Règles pratiques	1-16
1.11	DESSIN DES STRUCTURES	1-27

FIGURES

Figure 1.7-1	Gabarit d'une voie ferrée	1-5
Figure 1.10-1	Pont en biais	1-17
Figure 1.10-2	Pont droit sur piles circulaires	1-17
Figure 1.10-3	Pont courbe sur piles radiales	1-17
Figure 1.10-4	Étude de portées	1-19
Figure 1.10-5	Étude du couronnement	1-19
Figure 1.10-6	Élancement d'une poutre	1-19
Figure 1.10-7	Étude de la coupe transversale du tablier	1-21
Figure 1.10-8	Étude des goussets	1-22
Figure 1.10-9	Étude des piles d'un pont élevé	1-22
Figure 1.10-10	Vue en biais sous le pont	1-23
Figure 1.10-11	Ponts à haubans	1-24
Figure 1.10-12	Tablier sur le piédroit de la culée	1-25

TABLEAUX

Tableau 1.8-1	Types de ponts en fonction des contraintes	1-8
Tableau 1.8-2	Ponts de grande envergure	1-10

Le texte des normes suivantes contient des exigences particulières ou des renseignements supplémentaires relatifs aux sujets traités dans le présent chapitre.

Tome III – Ouvrages d'art des normes du Ministère
 Chapitre 2 Conception des ouvrages d'art
 Section 2.1 Généralités

1.1 OBJET

Le présent manuel établit, par des instructions, des dessins, des tableaux et des figures complémentaires aux exigences du *Tome III – Ouvrages d'art* des normes du Ministère, les règles et procédures à suivre pour la conception de projets d'ouvrages d'art : ponts, murs, ouvrages maritimes et autres structures reliées au domaine des transports. La conception de projets d'ouvrages d'art inclut les projets de remplacement de tablier, ceux d'élargissement de pont ou de tablier ainsi que le renforcement de l'ouvrage ou de l'une de ses composantes.

1.2 DOMAINE D'APPLICATION

Le *Manuel de conception des structures* s'adresse aux ingénieurs et aux techniciens œuvrant dans le domaine de la conception d'ouvrages d'art. Il a pour objectifs de faciliter la compréhension des normes de conception et d'en uniformiser l'interprétation et l'application. Si sa mise en pratique est nécessaire pour l'uniformisation des règles de l'art, elle ne doit pas restreindre l'initiative personnelle ni empêcher l'utilisation de nouvelles méthodes concernant la conception, la construction ou la réfection d'un ouvrage. Par contre, toute dérogation doit faire l'objet d'une acceptation préalable par la Direction générale des structures.

1.3 RÉFÉRENCES

1.3.1 Rédacteurs de normes

Les organismes d'élaboration des normes (OEN) accrédités par le Conseil canadien des normes (CCN) sont l'Office des normes générales du Canada (ONGC), l'Association canadienne de normalisation (ACNOR), les Laboratoires des assureurs du Canada (ULC) et le Bureau de normalisation du Québec (BNQ).

1.3.2 Code d'identification des normes nationales

Le code d'identification des normes nationales du Canada est basé sur un code alphanumérique divisé en quatre zones de codage, dont voici un exemple :

CAN/
(1) (2) (3) (4)

- (1) Désignation du code international pour le Canada
- (2) CGSB : Canadian General Standards Board (ONGC)*
CSA : Canadian Standard Association (ACNOR)*
ULC : Underwriters Laboratory of Canada (LAC)*
BNQ : Bureau de normalisation du Québec

- (3) Code numérique propre à l'organisme accrédité
- (4) Code numérique indiquant l'année d'approbation de la norme en tant que norme nationale du Canada. La lettre M précédant l'année indique que la norme est rédigée selon le système international de normes.

* Abréviations correspondant à la dénomination française.

Pour obtenir des renseignements, il faut s'adresser au :

Conseil canadien des normes
55, rue Metcalfe, bureau 600
Ottawa (Ontario) K1P 6L5

Téléphone : 613 238-3222
Télécopieur : 613 569-7808

1.3.3 Exigences générales

De façon générale, la conception d'un ouvrage d'art doit tenir compte des exigences du *Tome III – Ouvrages d'art* des normes du Ministère, de la norme CAN/CSA-S6 « Code canadien sur le calcul des ponts routiers » et des instructions contenues dans le présent manuel. À moins d'indications contraires, toute référence à la norme CAN/CSA-S6 fait appel à la version 2014 (CAN/CSA-S6-14) de celle-ci.

Pour que la consultation en soit facilitée, les subdivisions du *Manuel de conception des structures* sont sensiblement identiques à celles de la norme CAN/CSA-S6.

1.3.4 Normes CSA

Voici la liste des principales normes CSA utilisées dans la conception d'ouvrages d'art :

CAN/CSA-A23.1/A23.2 :	« Béton : constituants et exécution des travaux / Essais concernant le béton »
A23.3 :	« Calcul des ouvrages en béton »
CAN/CSA-A23.4/A251 :	« Béton préfabriqué – Constituants et exécution des travaux / Règles de qualification pour les éléments en béton architectural et en béton structural préfabriqués »
CAN/CSA-G40.20/G40.21 :	« Exigences générales relatives à l'acier de construction laminé ou soudé / Aciers de construction »
G189 :	« <i>Sprayed metal coating for atmospheric corrosion protection</i> »
CAN3-O56 :	« Pilots de bois rond »
CAN/CSA-G30.18 :	« Barres d'acier en billettes pour l'armature du béton »
CAN/CSA-O86 :	« Engineering Design in Wood »

CAN/CSA-S6 :	« Code canadien sur le calcul des ponts routiers »
CAN/CSA-S16.1 :	« Règles de calcul aux états limites des charpentes en acier »
W47.1 :	« Certification des compagnies de soudage par fusion des structures en acier »
CAN/CSA-W59 :	« Construction soudée en acier (soudage à l'arc) »

1.3.5 CCDG

Dans le présent manuel, l'expression « CCDG » fait référence à l'édition en vigueur du *Cahier des charges et devis généraux – infrastructures routières – Construction et réparation* du Ministère.

1.4 TOPOMÉTRIE ET TOPOGRAPHIE

1.4.1 Généralités

Un plan topographique donnant le relief du terrain ou un plan bathymétrique donnant le relief du lit d'un plan d'eau est nécessaire pour la conception d'un projet. Ces plans font habituellement partie des documents d'appel d'offres et permettent d'évaluer les quantités d'excavation, de remblai et d'enrochement.

1.4.2 Procédure

Généralement, les relevés bathymétriques et topographiques ainsi que les plans correspondants relèvent de la Direction générale territoriale.

Pour des ouvrages d'art d'envergure restreinte, particulièrement pour certains ponts d'étagement et murs, un relevé topographique n'est pas toujours nécessaire. Un plan topographique peut alors être établi à partir des lignes de contour fournies par certaines cartes ou à partir de la géométrie, des sections et des profils fournis par l'unité administrative responsable des projets. En terrain plat, la géométrie et les profils sont quelquefois suffisants pour concevoir le plan d'ensemble de la structure. Dans ce cas, il n'y a pas de plan topographique dans les documents d'appel d'offres.

Lorsqu'il n'y a pas de relevé topographique, une visite des lieux doit être effectuée afin qu'il soit vérifié que le plan topographique préparé à partir d'autres documents (ou le plan d'ensemble, selon le cas) correspond au relief du terrain.

Pour des arpentages particuliers, par exemple pour des expertises hydrauliques ou pour la préparation de plans et devis d'un ouvrage de plus grande envergure, un devis qui tient compte des besoins spécifiques du projet doit être rédigé. Ce devis est par la suite transmis à l'unité administrative responsable de l'arpentage foncier accompagné de la demande de levé.

1.5 HYDROLOGIE ET HYDRAULIQUE

Des points de vue hydrologique et hydraulique, la conception d'ouvrages d'art au-dessus d'un cours d'eau doit tenir compte des critères de conception établis à la section 2.1.3 « Hydrologie et hydraulique » du *Tome III – Ouvrages d'art* des normes du Ministère.

1.6 FONDATIONS

Le dimensionnement des éléments de fondation de tous les ouvrages doit tenir compte des exigences mentionnées au chapitre 6 « Fondations » du présent manuel, ainsi qu'à la section 2.6 « Fondations » du *Tome III – Ouvrages d'art* des normes du Ministère.

1.7 GÉOMÉTRIE ET GABARIT

1.7.1 Généralités

La géométrie et le gabarit d'espace libre doivent tenir compte des critères de conception établis aux sections 2.1.4.1 « Géométrie » et 2.1.4.2 « Gabarit » du *Tome III – Ouvrages d'art* des normes du Ministère.

1.7.2 Gabarit d'une voie ferrée

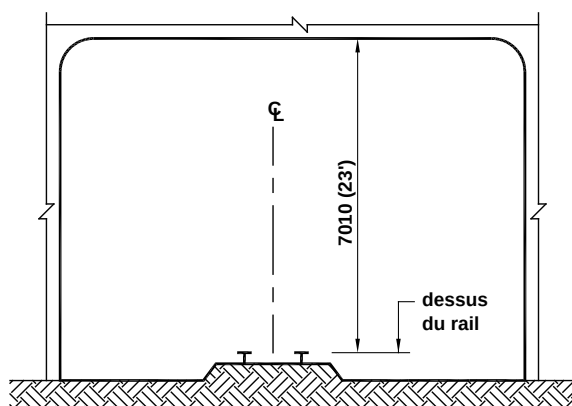
1.7.2.1 Dégagement

Les dégagements doivent respecter ceux indiqués à la figure 1.7-1.

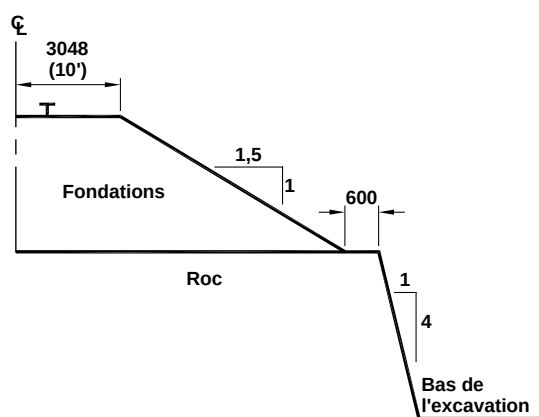
Dans tous les cas, lors de la préparation du projet, les documents pertinents relatifs aux dégagements temporaires et permanents après travaux doivent être approuvés par la compagnie ferroviaire avant qu'un appel d'offres soit lancé.

1.7.2.2 Approbation

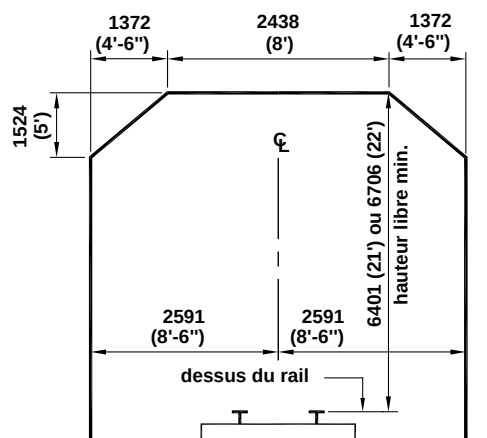
L'Office des transports du Canada (OTC) peut agir comme médiateur entre le Ministère et les compagnies ferroviaires pour établir un partage des coûts. À cette fin, cet organisme élabore des lignes directrices au-delà desquelles les compagnies ferroviaires doivent assumer une partie des frais. L'OTC n'a toutefois aucun pouvoir sur les chemins de fer d'intérêt local. Le concepteur doit s'enquérir auprès de cet organisme au sujet des lignes directrices en vigueur au moment où il prépare le projet.



**PONT À UNE OU PLUSIEURS PORTÉES
 (voie simple ou multiple)**



**EXCAVATION MAXIMALE PERMISE AUX
 ABORDS DE LA VOIE, SANS SOUTÈNEMENT
 DURANT LES TRAVAUX**



**GABARIT MINIMAL
 DURANT LES TRAVAUX**

Notes:

- les cotes sont en millimètres;
- les cotes entre parenthèses présentent l'équivalence en unités impériales.

Figure 1.7-1 Gabarit d'une voie ferrée

1.8 CHOIX D'UN TYPE DE PONT

1.8.1 Généralités

Afin de choisir le type de pont le plus approprié, il faut connaître l'ensemble des contraintes à respecter et des types de ponts à envisager.

La solution retenue découle de l'étude de ces deux ensembles. C'est une opération de synthèse dans laquelle interviennent de nombreux paramètres et qui fait appel au jugement et à l'expérience.

La page suivante énumère les différentes contraintes à respecter lors du choix d'un type d'ouvrage. Le tableau 1.8-1 présente le domaine d'emploi des principaux types de ponts en fonction des différentes contraintes qui y sont associées. Cette grille de décision permet de cerner avec plus de précision le type de pont à choisir parmi les possibilités déjà connues. D'importantes restrictions relatives à l'utilisation de certains types de tabliers sont données à l'article 1.8.3.

Lorsque la grille permet le choix de deux ou de plusieurs types de ponts en fonction de certaines contraintes, l'ingénieur doit effectuer une étude économique et se servir de son expérience pour arrêter son choix.

Les indications fournies dans ces tableaux constituent des limites habituelles pour des ouvrages courants. Elles sont tirées de l'expérience et peuvent être modifiées dans certains cas.

Ce tableau ne couvre pas le choix d'ouvrages d'art non courants ou de ponts de grande envergure; ces cas nécessitent une étude comparative approfondie de quelques types d'ouvrages en fonction de contraintes dont l'importance diffère également. Le tableau 1.8-2 présente cependant certains types de ponts de grande envergure en fonction de leur domaine d'utilisation.

Le chapitre 4 « Ponceaux » du *Tome III – Ouvrages d'art* des normes du Ministère ainsi que le *Manuel de conception des ponceaux* publié par la Direction générale des structures permettent de préciser le type de ponceau satisfaisant à des contraintes particulières.

1.8.2 Contraintes à respecter

1.8.2.1 Hydraulique

- Ouverture
- Dégagement vertical
- Affouillement
- Érosion, glaces

1.8.2.2 Géotechnique

- Capacité portante du sol
- Tassement
- Glissement
- Séismes

1.8.2.3 Géométrie

- Portée
- Largeur de la route
- Hauteur libre
- Épaisseur du tablier
- Biais
- Possibilité de remblai
- Surface de roulement

1.8.2.4 Construction

- Batardeaux
- Étalement
- Disponibilité des matériaux
- Préfabrication
- Transport et montage des poutres
- Période et durée de construction
- Maintien de la circulation
- Coût

1.8.2.5 Entretien

- Fréquence des réparations
- Coût prévu
- Durée de vie

1.8.2.6 Environnement

- Aire de travail
- Impact sur le cours d'eau
- Période de construction

Tableau 1.8-1 Types de ponts en fonction des contraintes

	CONTRAINTES								
	Portée L (m)		Élancement		Géométrie		Construction		
Types de ponts	Travée simple	Plusieurs travées continues	Travée simple	Plusieurs travées continues	Biais	α	Coulé en place	Préfabrication	Remblai
Ponceau rectangulaire en béton armé (PBA)	1,2 à 6	—	L/6 à L/15	—	< 20	—	oui	oui	oui
Ponceau rectangulaire en béton armé préfabriqué	1,4 à 12	—	variable	—	< 20	—	non	oui	oui
Ponceau voûté en béton armé	1,5 à 16	—	variable	—	< 20	—	oui	oui	oui
Ponceau voûté en acier	4 à 16	—	variable	—	< 20	—	non	oui	oui
Dalle pleine en béton armé	6 à 12	6 à 18	L/20	L/26	< 20	0,8	oui	non	non
Dalle pleine en béton précontraint	18 à 22	18 à 25	L/25	L/28	< 20	0,65 à 0,7	oui	non	non
Portique en béton armé	8 à 20	—	appui L/15 centre L/30	—	< 20	—	oui	non	non
Pont acier-bois	6 à 23	—	L/13 à L/23*	—	< 20	—	—	oui	non
Poutres en béton précontraint préfabriquées	15 à 42	15 à 42	L/10 à L/25*	L/10 à L/25*	< 30	0,9 à 1	non	oui	non

$$\alpha = \frac{\text{longueur de la travée de rive}}{\text{longueur de la travée adjacente}}$$

* = Hauteur des poutres seules

Tableau 1.8-1 Types de ponts en fonction des contraintes (suite)

	CONTRAINTES								
	Portée L (m)		Élancement		Géométrie		Construction		
Types de ponts	Travée simple	Plusieurs travées continues	Travée simple	Plusieurs travées continues	Biais	α	Coulé en place	Préfabrication	Remblai
Poutres en béton précontraint coulé en place	30 à 50	30 à 50	L/22	HC : L/25 HV : L/18 à L/35	< 30	0,65 à 0,7	oui	non	non
Poutres en acier avec dalle de béton armé	12 à 50	12 à 90	L/20 à L/25*	HC : L/25 HV : L/25 à L/35*	< 20	0,7 à 0,8	—	oui	non
Poutres-caissons en acier avec dalle de béton armé	30 à 50	30 à 110	L/25 à L/30*	HC : L/30 HV : L/25 à L/40*	< 20	0,7 à 0,8	—	oui	non

$$\alpha = \frac{\text{longueur de la travée de rive}}{\text{longueur de la travée adjacente}}$$

* = Hauteur des poutres seules

HC = Hauteur constante

HV = Hauteur variable

Tableau 1.8-2 Ponts de grande envergure

Type de pont	Domaine d'utilisation		
	Portée (m)	Élancement	Géométrie (α)
Pont en béton précontraint construit par encorbellement	100 à 180	L/17 à L/35	0,6 à 0,65
Pont extradossé	100 à 275	L/30 à L/50	0,45 à 0,7
Pont à poutres triangulées ou en arc	150 à 360	—	—
Pont à haubans	200 à 1 000	L/50 à L/100	0,35 à 0,5
Pont suspendu	450 à 2 000	L/75 à L/175	0,3 à 0,5

$$\alpha = \frac{\text{longueur de la travée de rive}}{\text{longueur de la travée adjacente}}$$

1.8.3 Types de tablier de pont non recommandés

Puisque la norme CAN/CSA-S6 favorise un comportement ductile des ouvrages en cas de désordre structural, c'est-à-dire qu'une redondance doit être présente, les tabliers constitués des systèmes structuraux suivants ne doivent pas être utilisés :

- ceux qui nécessitent des appuis de type « chaise » en travée ou tout autre type de structure avec joint en travée;
- ceux qui introduisent un chevêtre de type « en T inversé »;
- ceux composés de deux poutres préfabriquées;
- ceux à dalle épaisse évidée;
- ceux à dalle épaisse sur colonnes sans chevêtre (apparent ou intégré à même la dalle);
- ceux à dalle épaisse sans armature de cisaillement minimale.

Pour les ponts à dalle épaisse, il est également recommandé de limiter le biais du pont à 20°. De plus, on doit s'assurer de respecter les critères d'armature minimale de cisaillement, comme prescrit à l'article 8.2.4 de ce manuel.

1.8.4 Limitations relatives au transport d'éléments préfabriqués

Le fabricant, responsable du transport des éléments, est parfois tenu d'obtenir un permis spécial de la Société de l'assurance automobile du Québec (SAAQ) pour les transporter par les voies routières.

Dans le cas des éléments de pont, la charge maximale permise est de 65 t et la longueur est de 42 m.

En fonction de ces contraintes, pour les poutres en béton préfabriquées de type NEBT, la longueur transportable des poutres NEBT 1600 est de 42 m et celle des poutres NEBT 1800 est de 41,6 m. Il est à noter que lorsque le nombre de poutres est important, la fabrication sur le site doit être considérée.

Pour les poutres en acier, les dimensions des pièces à transporter ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

- Transport avec l'âme en position verticale
 - hauteur : 3,2 m (doit inclure la cambrure)
 - largeur : 4,4 m
- Transport avec l'âme en position horizontale
 - hauteur : 3,2 m
 - largeur : 4,4 m (doit inclure la cambrure)

Dans ce dernier cas, le concepteur doit vérifier auprès des fabricants potentiels le poids du système de support des poutres afin de l'inclure dans le poids total des pièces à transporter.

Si l'une ou l'autre de ces limites est dépassée, le concepteur doit, conjointement avec la direction générale territoriale et la Direction générale du transport routier des marchandises (DGTRM), vérifier les aspects suivants :

- les transporteurs potentiels et les types d'équipements susceptibles d'être utilisés;
- la géométrie des routes situées sur les itinéraires possibles ainsi que les obstacles qui y sont observés.

1.9 CARACTÉRISTIQUES DE CONCEPTION

1.9.1 Levage du tablier d'un pont

Un diaphragme d'extrémité doit être calculé comme une poutre de rive et comme une poutre de levage, selon la section 1.8.3.3 « Entretien des appareils d'appui et levage de l'ossature » de la norme CAN/CSA-S6.

Pour le dimensionnement relatif au levage du tablier d'un pont, on doit considérer que les vérins supportent la charge permanente et la surcharge attribuable aux véhicules automobiles (5 kN/m/voie sans impact).

La section « Diaphragme en béton armé » du chapitre 8 du présent manuel inclut un tableau présentant les caractéristiques (dimensions et armature) des diaphragmes types pour les tabliers avec poutres précontraintes préfabriquées NEBT et précise la position des vérins de levage selon le type de poutre.

Les diaphragmes en acier doivent comporter des raidisseurs d'appui aux endroits où les vérins seront placés, soit à environ 300 mm des semelles des poutres principales.

La position prévue pour les vérins de levage du tablier doit être indiquée aux plans.

1.9.2 Tablier construit par phases

Lorsqu'un tablier est construit par phases, une largeur de bande minimale de dalle de béton doit être prévue entre chaque phase, de façon à ce que la phase en construction soit désolidarisée structuralement de la phase déjà construite. Les contreventements ou diaphragmes construits vis-à-vis de cette bande doivent être installés après la réalisation de chacune des phases adjacentes.

1.9.3 Accès pour l'inspection et l'entretien

Pour procéder à l'inspection et aux travaux d'entretien courants d'un ouvrage d'art, les inspecteurs et les ouvriers doivent pouvoir accéder facilement aux différentes parties de cet ouvrage. À cette fin, l'ouvrage doit être muni d'échelles permanentes ou temporaires, de passerelles fixes ou mobiles, de trappes d'accès, d'un éclairage approprié et des autres accessoires de sécurité nécessaires aux personnes qui y ont accès.

Voici quelques indications visant à aider le concepteur dans l'élaboration des facilités d'accès aux différentes parties d'un ouvrage d'art :

- Prévoir des passerelles d'accès permanentes sous le tablier d'un pont de grande envergure.
- Prévoir des ouvertures permettant d'accéder à l'intérieur des caissons : poutres, piles, culées. Ces accès sont contrôlés par une porte, une trappe ou un grillage fermés à clef et à l'épreuve du vandalisme. À l'intérieur des caissons, d'autres ouvertures doivent permettre de traverser les diaphragmes et de passer d'un caisson à l'autre. Les ouvertures doivent être assez grandes pour permettre un accès facile aux personnes et à l'équipement nécessaire à l'entretien. L'accès aux ouvertures est facilité par la pose de rampes ou d'échelles.
- Prévoir un système d'éclairage dans les caissons.

1.9.4 Dispositions spéciales

Lorsqu'un pont est localisé sur un site propice à la survenue d'actes de détresse, il faut penser à y faire des aménagements visant à réduire les risques à cet effet. L'une des solutions peut être d'envisager l'installation de barrières dissuasives sur l'ouvrage.

1.10 ESTHÉTIQUE DES PONTS

1.10.1 Généralités

Il n'existe pas de définition objective de la beauté. La perception de la beauté tient à la personnalité de celui qui regarde un ouvrage, à son goût, à sa culture, à ce qu'il a l'habitude de voir. Tout cela varie suivant les individus et, pourtant, il existe à travers les lieux et les époques une certaine appréciation générale de ce qui est beau et de ce qui ne l'est pas, ou de ce qui est simplement correct.

C'est pourquoi le débat entre l'esthétique « objective », qui suppose l'existence de lois immuables, et l'esthétique « subjective », qui dépendrait seulement de la sensibilité de chacun, ne peut pas être tranché.

Il est donc difficile d'établir des règles permanentes et universelles d'esthétique, car celles-ci sont fonction de la mode, de l'évolution de la technique et des impératifs économiques. Ces règles ne sont pas toujours suffisantes pour créer un beau pont. Toutefois, le fait qu'il n'y ait pas de règles précises ni de recettes faciles pour obtenir l'assentiment ou pour éviter les critiques touchant l'aspect des ponts ne doit pas être un prétexte pour s'en désintéresser.

Les principes, les règles pratiques et la méthodologie qui suivent semblent généralement être admis aujourd'hui. Ils sont pour la plupart tirés d'ouvrages de référence classiques dans le domaine.

1.10.2 Principes d'esthétique

Les critères de l'esthétique (proportion, ordre, unité, simplicité, équilibre, stabilité, etc.) sont classifiés de différentes façons selon les auteurs; la méthode adoptée ici résume ces sujets en s'inspirant de l'auteur Fritz Leonhardt.

1.10.2.1 Exigences fonctionnelles

Le pont doit d'abord être conçu de façon à atteindre sa fonction, qui est de supporter des charges au-dessus d'un obstacle. La fonction inclut la limitation des déformations et des oscillations ainsi que la durabilité. Il faut unifier la beauté et la qualité tout en accordant la priorité à la qualité.

L'ouvrage doit présenter une forme pure et donner une apparence de stabilité structurale. Cette forme correspondra au matériau utilisé.

1.10.2.2 Proportion

C'est dans les proportions harmonieuses entre les divers éléments qu'il faut rechercher l'équilibre de l'ensemble d'un édifice. Pour un pont, cette recherche se traduit par l'étude des rapports entre :

- le tablier et les appuis (piles et culées);
- la portée et l'épaisseur du tablier;
- la largeur et la hauteur des ouvertures;
- les portées des différentes travées;
- l'épaisseur et la hauteur des piles;
- le pont et les objets environnants.

1.10.2.3 Ordre

Les éléments fondamentaux de la construction créative, englobés ici sous le terme « ordre », incluent les notions d'unité, de simplicité, de variété, de symétrie, d'harmonie, d'équilibre, de complexité, etc.

Les composantes d'un pont doivent montrer de l'unité et de l'ordre, en même temps qu'une certaine variation ou un contraste afin d'empêcher la monotonie. Les moyens techniques pour obtenir cette expression visuelle artistique sont l'agencement et les dimensions appropriées des membrures de la structure dans le but de procurer une forme, une ligne, un espace, de l'ombre et de la lumière, ainsi qu'une texture et une couleur.

La notion d'ordre demande de choisir un système structural unique (poutre, arc, portique, câbles, etc.) et de ne pas mélanger ces systèmes. L'unité s'applique aussi à la forme, aux matériaux et à la technologie.

La simplicité et la pureté d'une structure exigent qu'on utilise seulement quelques éléments simples et qu'on évite toute addition inutile ou ornementale.

Les lignes et les arêtes d'un ouvrage doivent être ordonnées, c'est-à-dire qu'il faut en limiter le nombre de directions.

Les lignes verticales donnent une structure à l'apparence statique, tandis que quelques lignes inclinées ajoutent de l'intérêt, de la variété et du mouvement, surtout à un pont d'étagement.

La symétrie est un élément d'ordre qu'il faut respecter par la répétition d'éléments identiques, sans en exagérer le nombre. La proportion des éléments sera constante.

1.10.2.4 Complexité

La beauté peut être mise en valeur par l'opposition entre la variété et la similarité, entre la complexité et l'ordre. Ce jeu de tensions peut être utilisé lors de la conception d'un long pont à plusieurs travées par la modification, par exemple, de la forme de la travée principale.

1.10.2.5 Raffinement des formes

Il faut vérifier l'apparence d'un pont selon les différents points de vue qu'un observateur pourrait avoir, donc l'étudier non seulement de profil, mais aussi de biais.

1.10.2.6 Intégration à l'environnement

La structure doit être adaptée à son environnement (rural ou urbain), par ses relations de dimensions et son échelle. Il faut retrouver une harmonie entre le pont, le paysage et parfois d'autres ouvrages.

Il est important que le concepteur donne une forme et des proportions correctes à un pont afin qu'il s'harmonise au site et qu'il constitue une entité agréable par elle-même.

Le caractère d'une structure a un effet sur les gens selon son but, sa situation, sa localisation, le type de société, etc.

1.10.2.7 Finition des surfaces

L'intégration d'une structure à son environnement dépend largement du choix des matériaux, de la texture et de la couleur. Ces éléments qui affectent les surfaces servent à :

- rehausser les éléments fondamentaux du pont;
- modifier la teinte d'un plan;
- plaire à l'œil d'un observateur rapproché;
- obtenir un matériau durable.

1.10.2.8 Construction

La structure doit présenter une forme facile à construire et des dispositions de construction réalistes.

Le concepteur doit considérer l'économie comme l'un des premiers buts à atteindre avec les matériaux : une forme coûteuse ne conduira pas nécessairement à un ouvrage d'une valeur durable ou d'apparence classique.

Les facteurs qui influencent le plus la conception sont la créativité et l'intuition, qui nous permettent de trouver et de mettre au point de nouvelles formes mieux adaptées aux besoins et d'améliorer la fabrication et la construction.

L'esthétique consiste à regrouper ces facteurs d'une manière créative dans une structure. Un beau pont ne coûte pas nécessairement plus cher.

1.10.3 Règles pratiques

Basés sur des principes généraux d'esthétique, les paragraphes suivants présentent quelques règles pratiques applicables à la conception d'un pont.

1.10.3.1 Alignement

Tous les appuis d'un pont en biais assez large doivent être parallèles au cours d'eau ou à la route inférieure; l'exception à cette règle concerne un long pont étroit reposant sur des piles circulaires et sur des culées de faible hauteur (figures 1.10-1 et 1.10-2).

Toutes les lignes des rives et des poutres d'un pont courbe doivent suivre l'axe du pont. Les piles seront radiales à la courbe, à moins que le pont traverse un obstacle en biais, auquel cas elles suivront le biais (figure 1.10-3).

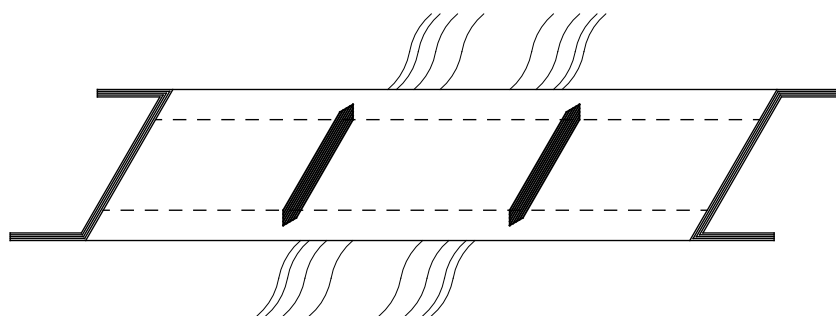


Figure 1.10-1 Pont en biais

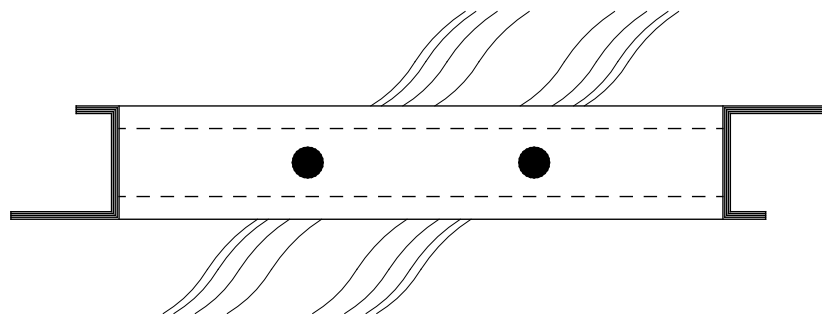


Figure 1.10-2 Pont droit sur piles circulaires

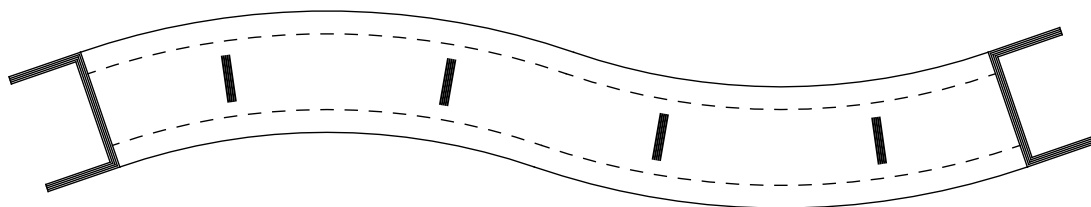


Figure 1.10-3 Pont courbe sur piles radiales

1.10.3.2 Profil longitudinal

Le bombement longitudinal d'un pont donne à l'extrados une pente qui facilite l'écoulement de l'eau et permet de corriger une illusion d'optique qui fait qu'un pont horizontal paraît affaissé en son milieu.

On construit le bombement en donnant au profil en long une courbure circulaire ou parabolique, laquelle peut être suivie, pour un pont très long, d'une tangente à pente uniforme. Il faut éviter le raccordement de deux segments dont les rayons de courbure sont très différents, ou d'une courbe accentuée suivie de longues tangentes.

La courbe du profil longitudinal d'un pont d'étagement doit se prolonger sur une partie des rampes d'approche. Dans le cas d'un pont sur rivière construit dans une plaine, cette courbe doit être continue sur toute la longueur du pont.

1.10.3.3 Élévation

Pour traverser une vallée, le pont doit présenter un nombre impair de travées inégales, proportionnées à la hauteur des piles; ce modèle de pont s'harmonise mieux avec le paysage qu'un nombre pair de travées égales pour un pont à quelques travées. La portée varie selon la hauteur des travées de sorte que les rectangles d'ouverture soient proportionnels (figure 1.10-4). Un tablier à profondeur constante cache la face des poutres par un large encorbellement de la dalle. Le cas d'un pont d'étagement d'autoroute nécessite parfois un nombre pair de travées, ce qui convient mieux à sa symétrie.

Si la vallée est large et basse, on peut utiliser des travées égales dont la portée mesure au moins 1,5 fois la hauteur des piles, excepté près des culées, où les travées seront plus courtes (figure 1.10-5).

Pour des raisons esthétiques, l'élancement d'une poutre de profondeur constante (L/d , longueur/profondeur) peut varier de 5 à 30, et même à 50 s'il s'agit de travées continues. Voici les rapports minimaux pour des cas particuliers :

- 5 pour un pont court ayant des culées massives, lorsque l'ouverture égale la hauteur;
- 10 pour des culées massives et une ouverture rectangulaire;
- 20 pour des murs en retour de culées courts (figure 1.10-6).

Un pont continu aura un élancement d'au moins 20 et reposera sur des piles ne semblant pas trop minces.

La face extérieure de la dalle sera placée dans un plan vertical différent de celui de la poutre de rive. Cette face extérieure inclut la dalle et le chasse-roue, le trottoir ou la glissière en béton. La face extérieure d'une glissière en béton située dans le plan des murs en retour donne un aspect de lourdeur à un pont d'étagement, mais est acceptable pour un ponceau.

La face verticale des poutres de rive présente un impact visuel au conducteur; on l'allège en modifiant la coupe transversale du tablier.

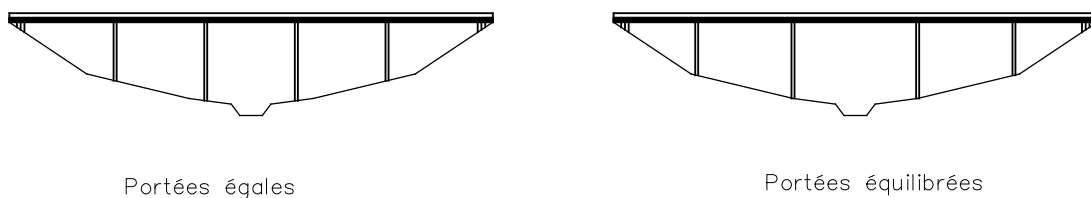


Figure 1.10-4 Étude de portées

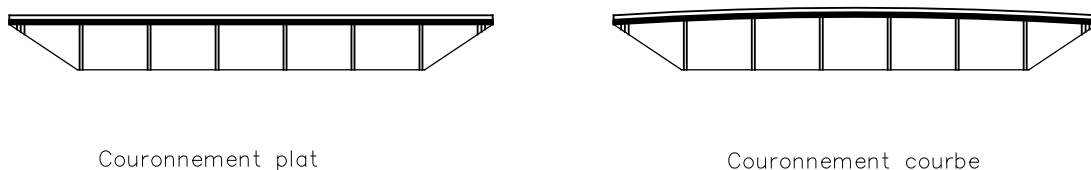


Figure 1.10-5 Étude du couronnement

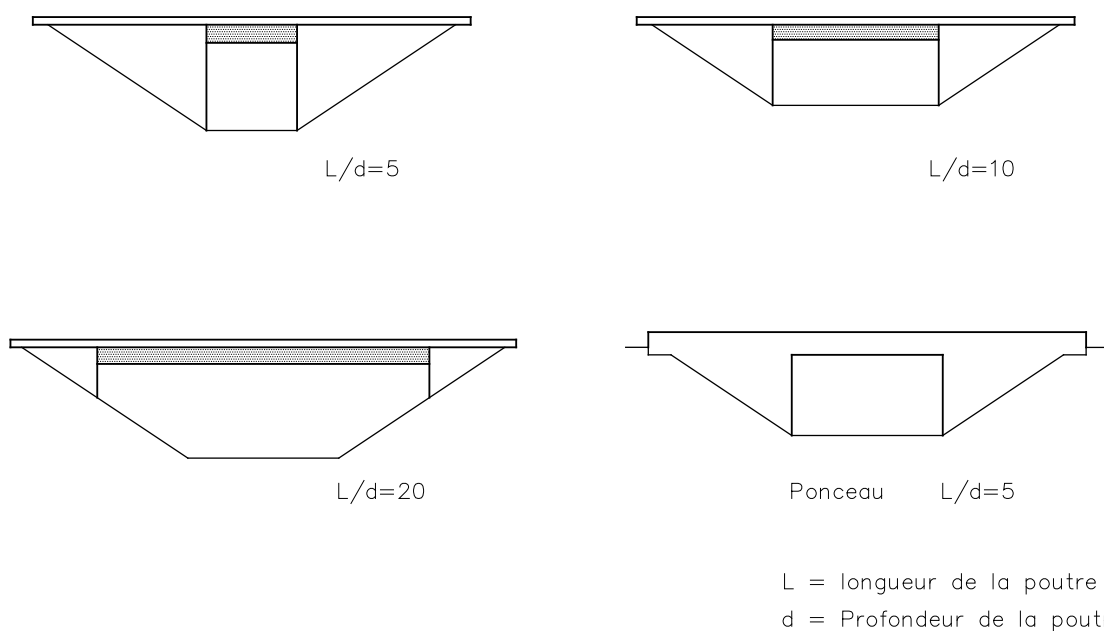


Figure 1.10-6 Élancement d'une poutre

1.10.3.4 Coupe transversale du tablier

Si, pour des raisons techniques ou économiques, on ne peut fixer l'épaisseur du tablier suivant les rapports d'élancement recommandés, il reste possible d'étudier la coupe transversale du tablier de façon à réduire l'apparence de son épaisseur (figure 1.10-7).

Pour faire paraître le tablier plus mince, on peut augmenter l'encorbellement de la dalle (L) à partir de la poutre de rive. Cet encorbellement dépend de la profondeur de la poutre, du type d'appui et de la largeur totale du pont. Un important encorbellement de la dalle assombrit les poutres principales et les fait paraître plus légères.

La seconde façon de donner une impression de légèreté est de modifier la profondeur de la rive (g), car cette profondeur peut être mise en relation avec la profondeur restante de la poutre (h'). Le rapport g/h' peut varier de $1/2$ à $1/4$, selon la longueur totale du pont et sa hauteur; un rapport g/h' de $1/3$ convient bien à un pont long et élevé. Une profondeur (g) de 1 m peut cependant devenir courante avec une glissière en béton. Une autre recommandation dicte de fixer g à au moins $L/80$.

Par rapport à la profondeur totale de la poutre (d), on retrouve aussi les rapports suivants :

g/d	=	environ $1/4$ à $1/5$
g/L	=	$1/20$ à $1/80$ pour des ponts longs
g	=	200 mm minimum

Parmi les autres façons de renforcer l'impression d'élancement, il faut mentionner la construction de poutres-caissons à arête inférieure biseautée ou arrondie, ou à face extérieure inclinée, d'une rive inclinée vers l'intérieur de façon à ce qu'elle soit plus éclairée et, enfin, d'une rive de teinte pâle au-dessus d'une poutre de teinte sombre.

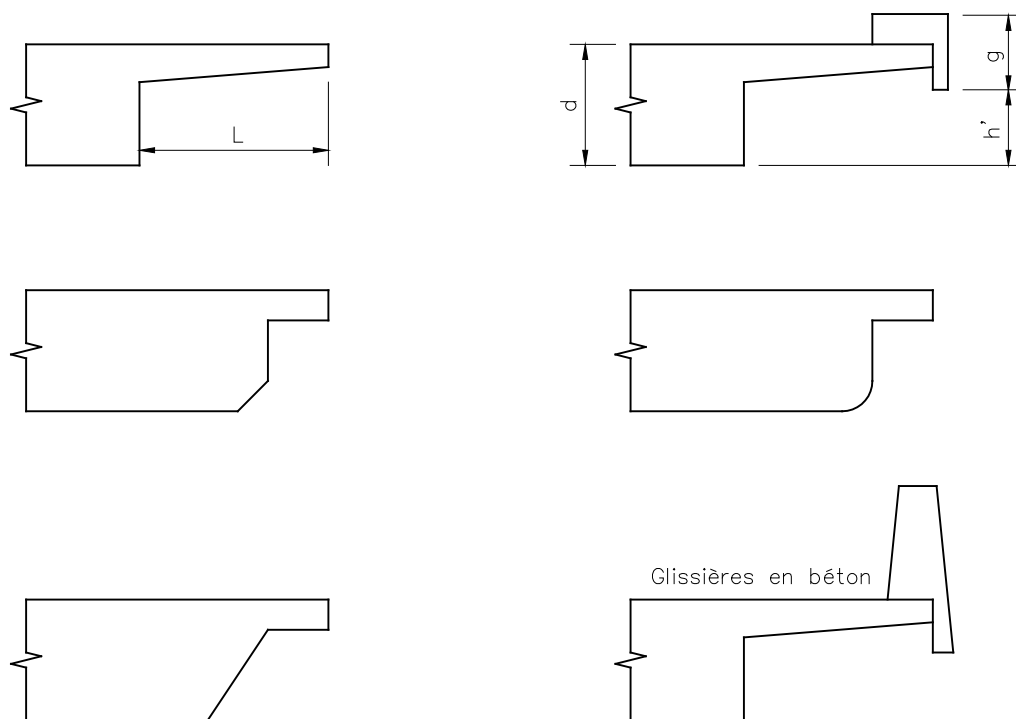


Figure 1.10-7 Étude de la coupe transversale du tablier

1.10.3.5 Goussets

Les goussets augmentent la résistance du tablier d'un pont continu aux appuis et permettent de réduire l'épaisseur au centre (figure 1.10-8).

Sur un pont rectiligne, on peut utiliser des goussets droits de 0,20 fois la portée (L) avec une pente maximale de 1:8. Les travées de rive mesurent de 0,7 à 0,8 fois la portée (L), sans gousset à l'extrémité libre. Si le profil vertical du pont est courbé, on utilise plutôt des goussets courbes formés d'une parabole; la courbe inférieure des poutres doit être tangente à une parallèle au profil vertical de la dalle aux extrémités du pont.

Les goussets paraboliques allongés au-dessus des piles maintiennent la continuité tandis que de courts goussets suggèrent plutôt une interruption de la ligne continue du pont.

Une trop longue suite de travées avec goussets tend à briser la continuité du pont, tandis que trois travées avec goussets allongés créent du mouvement et un contraste.

L'épaisseur du tablier aux appuis ne doit pas dépasser le double de l'épaisseur au centre. L'élancement du tablier se rapprochera des limites de 50 au centre et de 25 aux appuis.

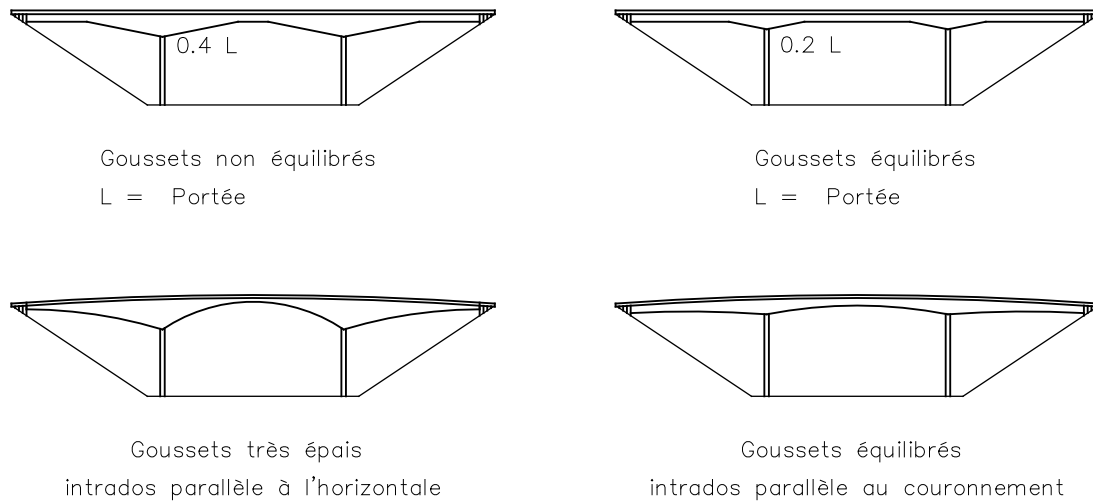


Figure 1.10-8 Étude des goussets

1.10.3.6 Piles

Les travées courtes d'un pont élevé reposent sur de longues piles étroites et les travées longues, sur des piles effilées vers le haut dans le sens longitudinal. Ces hautes piles et les pylônes doivent être construits avec des côtés non parallèles ou avec un fruit parabolique dans le sens transversal (figure 1.10-9).

L'observateur qui regarde la vallée sous un pont avec un angle oblique ne doit pas avoir la vue obstruée par les piles. La largeur de ces piles ne doit pas dépasser $1/8$ de la portée, et sera même moindre si la portée mesure plus de 10 m. On peut remplacer les piles trop larges par deux poteaux, trois au maximum, excepté dans le cas de ponts très larges; la distance hors-tout des poteaux ne doit pas dépasser $L/3$ (figure 1.10-10).

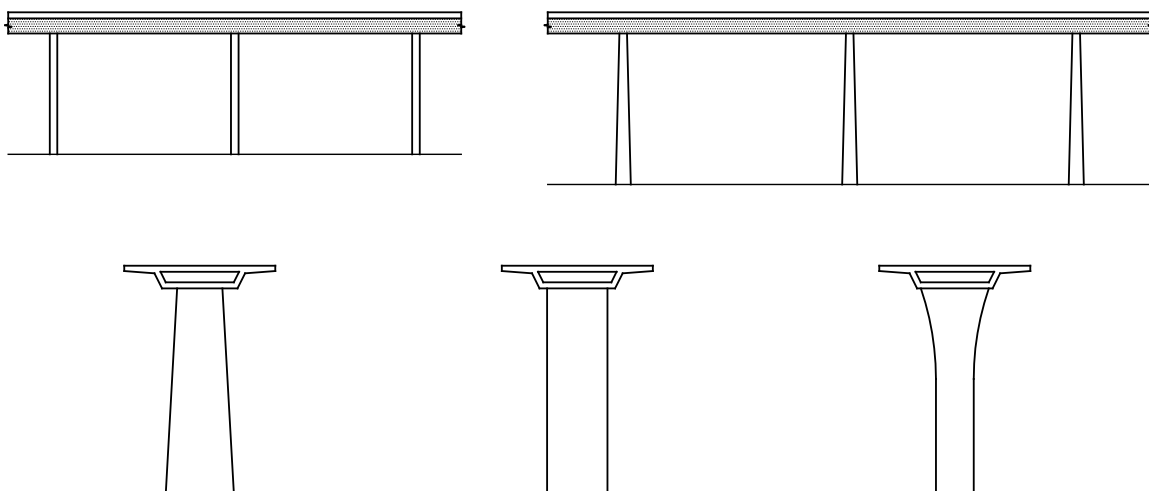


Figure 1.10-9 Étude des piles d'un pont élevé

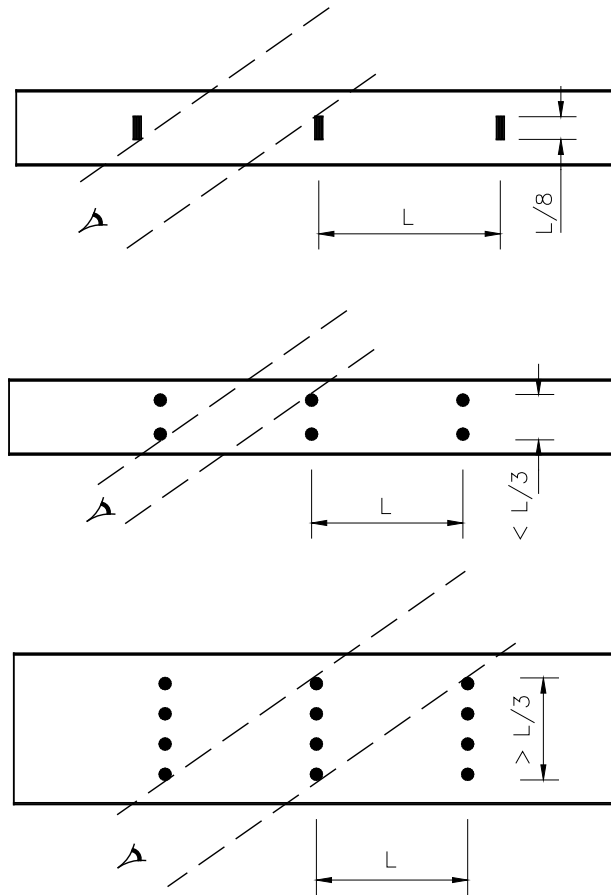


Figure 1.10-10 Vue en biais sous le pont

1.10.3.7 Pont à haubans

La technique moderne des ponts à haubans consiste à utiliser plusieurs câbles supportant le tablier en plusieurs points afin que l'épaisseur de la poutre soit réduite et que la construction soit facilitée.

Les haubans peuvent être disposés de deux façons :

- en éventail : les câbles sont ancrés à un point commun du pylône; c'est la méthode la plus naturelle et la plus efficace;
- en harpe : les câbles sont parallèles et également distribués sur la hauteur du pylône. Vus selon un angle oblique, les câbles demeurent parallèles, ce qui évite une vue de quelques câbles qui se croisent.

Puisque les câbles devront un jour être remplacés, il faut espacer leur point de rencontre au sommet du pylône; on en arrive ainsi à un compromis entre ces deux arrangements des haubans (figure 1.10-11).

La face de la dalle ou de la poutre de rive doit présenter un aspect de continuité sur toute la longueur du pont.

Les travées de rive qui servent d'ancrage aux câbles doivent mesurer de 0,3 à 0,4 L.

Le pylône demande une étude spéciale : forme, nombre de fûts, élancement, contreventement, inclinaison, etc.

Un pont à haubans peut être asymétrique, c'est-à-dire ne comporter qu'un seul pylône. L'ancrage des câbles peut aussi être concentré au bout de la travée de rive ou être distribué vis-à-vis des piles de plusieurs courtes travées.

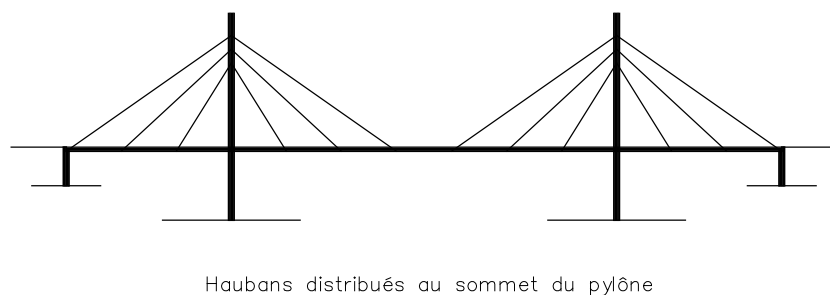
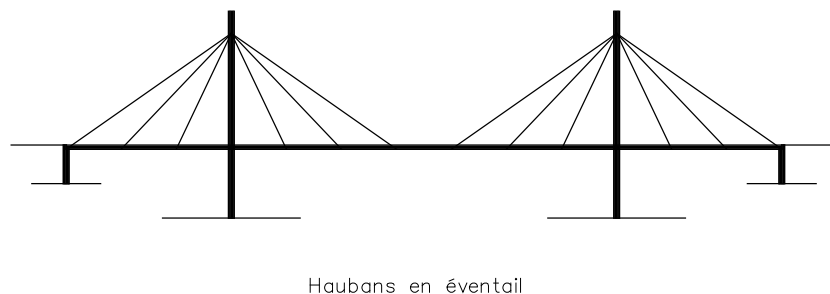
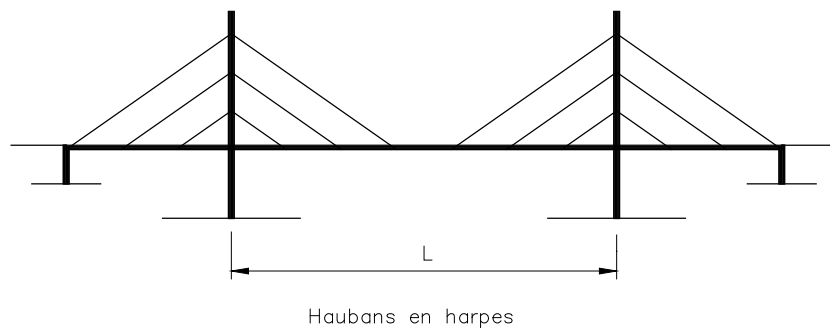


Figure 1.10-11 Ponts à haubans

1.10.3.8 Pont suspendu

La beauté de ce type de pont réside dans les proportions de ses éléments.

Les travées de rive mesureront moins de la moitié de la longueur de la travée centrale (L), même jusqu'à $0,3 L$. Le rectangle d'ouverture sous le pont sera assez plat. Le tablier suspendu paraîtra léger et mince. L'ancrage des câbles aura une apparence solide, mais sans démesure.

1.10.3.9 Pont d'étagement

Ce type de pont très courant demande une étude soignée de la proportion des portées et des épaisseurs. Les piles et les culées sont éloignées des chaussées afin que l'ouverture soit augmentée et que les normes de sécurité soient respectées.

Les piles ne doivent pas être trop minces, car elles doivent résister au choc des véhicules. Une pile épaisse fait paraître le tablier mince.

Les culées peuvent être de faible hauteur près du sommet du remblai.

Si l'encorbellement du tablier est large, ce dernier repose sur un piédroit plus étroit que le mur de front (figure 1.10-12).

Le talus sous le tablier doit être asphalté en matériaux foncés.

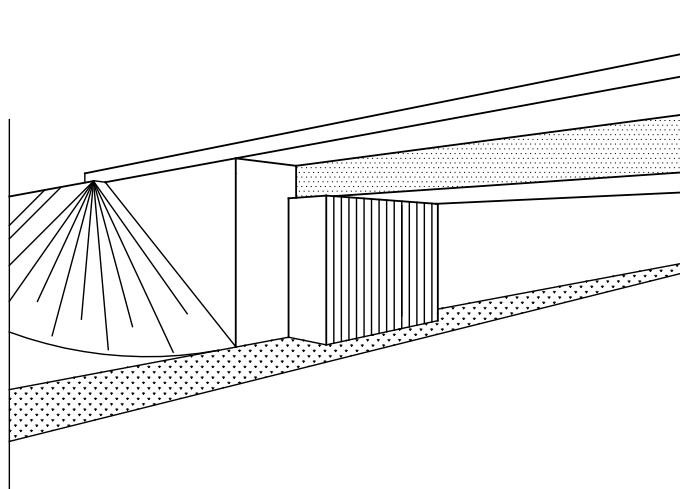


Figure 1.10-12 Tablier sur le piédroit de la culée

1.10.3.10 Pont d'étagement en biais

Jusqu'à un biais de 30°, toutes les faces des appuis et du tablier doivent être parallèles à l'axe de la route à franchir. Si le biais dépasse 30° et que le pont est étroit, le plan du tablier sera rectangulaire et des culées de faible hauteur seront placées près du sommet du remblai. Lorsque le pont est large (> 15 m), les appuis sont construits en biais et l'appui central, sur le terre-plein de l'autoroute, est constitué de quelques poteaux. Plusieurs autres solutions sont possibles suivant la largeur du pont et de l'obstacle.

1.10.3.11 Conception, matériaux et construction

Les progrès de la science et de la technologie apportent une évolution continue dans la forme et l'apparence d'un pont. La réalisation de cette évolution implique l'utilisation de méthodes modernes de conception (les méthodes de calcul, de dessin, de présentation de perspectives, etc.), les matériaux d'avant-garde (les bétons ternaires, l'acier à haute performance, les matériaux composites) ainsi que les méthodes de fabrication et de montage d'avant-garde au besoin.

A) Béton

La construction de coffrages simples pour la mise en place du béton tend vers la conception de surfaces planes, de faces parallèles et d'épaisseurs constantes. Comme cette pratique produit un pont d'apparence rigide, d'autres formes peu coûteuses pour construire le tablier ou les piles peuvent être étudiées. D'autres méthodes pour améliorer l'apparence du béton consistent à lui donner un traitement de surface ou à le colorer par l'utilisation de granulats appropriés ou d'une pigmentation spéciale d'une teinte douce.

B) Acier

On doit éviter les endroits où la saleté peut s'accumuler, car celle-ci retient l'humidité qui engendre la corrosion et occasionne des éclaboussures sur les surfaces inférieures. La nécessité de protéger ce matériau contre la corrosion par l'utilisation d'acier résistant à la corrosion atmosphérique ou au moyen de différents procédés de revêtement offre la possibilité d'améliorer l'apparence du pont et d'intégrer la structure à son environnement.

1.10.3.12 Finition des surfaces

Il faut minimiser la finition des surfaces à la fin des travaux en s'appliquant, au stade préliminaire, à concevoir une structure esthétique. Lors de la construction, il faut donner priorité à la qualité des coffrages, à la mise en place et à la vibration du béton; la finition des surfaces ne doit pas remplacer ces opérations.

Les plans verticaux extérieurs d'un pont, soit les poutres de rive, les faces des tabliers, dalles, glissières, piles, murs, etc., ne sont retravaillés que s'il faut rehausser une ligne ou une surface, ou leur donner une texture que l'aspect structural du pont ou les coffrages n'ont pu leur procurer. Ce travail soigné s'applique davantage aux ponts les plus visibles, situés près des villes, ou à ceux qui enjambent les autoroutes. Les parties ombragées d'un pont, peu visibles par les automobilistes ou par les riverains, ne nécessitent aucune finition particulière; c'est le cas des ponts en milieu rural ou sur routes secondaires.

Les surfaces des appuis (piles et culées) doivent être plutôt rugueuses, tandis que celles des poutres et des rives de la dalle doivent être douces et mates.

La finition des surfaces est obtenue au moyen de coffrages spéciaux, d'un travail en surface, d'un recouvrement ou d'un enduit. Les méthodes de finition décrites ici fournissent quelques façons de modifier l'apparence du béton. Elles ne sont pas nécessairement ajoutées à toutes les surfaces apparentes d'un pont, mais elles sont seulement employées pour modifier une surface qui nécessite un soin spécial.

Le polissage à la pierre s'utilise sur de petites surfaces entières, et non seulement sur les joints de coffrage. Il permet d'obtenir une texture et une coloration uniformes.

Le jet de sable léger permet de varier la texture du béton et d'obtenir une surface uniforme de tonalité différente. Par contre, il favorise l'adhérence des agents de déglacage, de la boue et d'autres saletés.

L'enduit de surface permet d'obtenir une surface unie. Le bouchardage, le stucco et la peinture nécessitent trop d'entretien pour être appliqués aux surfaces ordinaires d'un pont en béton.

Quant aux murs, la monotonie de leur surface verticale peut être transformée en un objet intéressant à l'aide d'une surface texturée ou de dessins en relief.

1.11 DESSIN DES STRUCTURES

Les règles relatives au dessin et à la mise en plan des ouvrages d'art sont présentées au *Manuel de dessins des structures*.

Dans ce manuel, en plus des précisions sur les règles de dessin, sur les normes de référence et sur les exigences relatives au dessin assisté par ordinateur, on retrouve des outils d'aide à la mise en plan, comme des dessins et plans types et des exemples de plans facilitant cette opération.

CHAPITRE 2

DURABILITÉ

TABLE DES MATIÈRES

2.1	GÉNÉRALITÉS	2-1
2.2	DRAINAGE D'UN PONT	2-1
2.2.1	Exigences	2-1
2.2.2	Règles pratiques	2-2
2.2.3	Pentes de la chaussée d'un pont	2-2
2.2.4	Drainage de la chaussée	2-5
2.2.5	Espace clos	2-16
2.2.6	Drainage du remblai à l'arrière d'un mur	2-16

FIGURES

Figure 2.2-1	Paramètres du bombement d'un pont	2-4
Figure 2.2-2	Drain	2-6
Figure 2.2-3	Tuyau de descente	2-10
Figure 2.2-4	Raccordement rectangulaire-circulaire à l'aide d'un réducteur	2-11
Figure 2.2-5	Conduite horizontale sous le tablier	2-14
Figure 2.2-6	Drain d'interface	2-15

TABLEAU

Tableau 2.2-1	Superficies de drainage	2-7

Le texte des normes suivantes contient des exigences particulières ou des renseignements supplémentaires relatifs aux sujets traités dans le présent chapitre.

Tome III – Ouvrages d'art des normes du Ministère

Chapitre 2 Conception des ouvrages d'art
Section 2.2 Durabilité

2.1 GÉNÉRALITÉS

La durabilité est un aspect important qu'il faut considérer lors de la conception d'un ouvrage d'art. Le milieu environnant salin ou polluant et l'utilisation de sels de déglacage sont des facteurs qui influencent la durabilité.

Voici quelques règles de bonnes pratiques concernant la durabilité qui doivent être appliquées lors de la conception afin que la vie utile de la structure soit prolongée le plus possible et que les coûts d'entretien soient réduits :

- Spécifier le type de béton approprié et exiger de l'acier d'armature galvanisé si requis, suivant les critères énoncés à la section 2.8 du *Tome III – Ouvrages d'art* des normes du Ministère. Le choix doit être fait pour chaque ouvrage ou partie d'ouvrage en considérant le degré d'agressivité du milieu environnant.
- Spécifier la pose de membranes d'étanchéité selon les critères énoncés à la section 2.2 du *Tome III – Ouvrages d'art* des normes du Ministère.
- Éliminer, si possible, les joints de tablier ou en réduire le nombre au minimum.
- Éviter de localiser un joint de tablier au-dessus des piles; il faut plutôt en prévoir l'emplacement aux culées, où l'inspection, l'entretien et le remplacement sont plus faciles à réaliser.
- Lorsqu'un joint de tablier est requis à une culée, utiliser la culée-galerie.
- Éviter de localiser un joint de tablier à l'entrée d'un pont où la circulation s'effectue dans une seule direction pour éviter les impacts sur la structure.
- Localiser le joint de tablier au point haut du tablier dans la mesure du possible.
- Éloigner les poutres de rive le plus possible des côtés extérieurs de la dalle de façon à limiter l'exposition aux éclaboussures de sels de déglacage.
- Dimensionner les éléments pour qu'ils soient le moins élancés possible, si cela n'affecte pas l'esthétique de la structure et n'entraîne pas de coûts de construction supplémentaires, car les éléments plus massifs facilitent l'entretien.
- Concevoir un drainage efficace de la structure.

2.2 DRAINAGE D'UN PONT

2.2.1 Exigences

Le drainage d'un pont et de ses approches doit être conçu de façon à ce que les problèmes suivants soient prévenus :

- La formation de flaques d'eau et de glace sur la chaussée.
- Les dommages aux matériaux constituant le tablier, les piles et les culées occasionnés par les cycles de gel et de dégel.
- L'obstruction, par les débris et par le gel, des tuyaux de descente qui canalisent les eaux jusqu'au sol.

- L'érosion du terrain sous les drains et les tuyaux de descente.
- Les inconvénients causés par l'évacuation des eaux sous le pont, vis-à-vis des drains, lors du passage de personnes, de véhicules ou de bateaux.
- L'encrassement des parements des appuis, des piles et des culées, causé par le ruissellement de l'eau provenant du tablier ou par des éclaboussures attribuables à un écoulement non contrôlé des eaux.
- L'érosion du remblai et des berges lorsque l'eau n'est pas captée aux extrémités d'un pont.

2.2.2 Règles pratiques

Les moyens de prévenir ces problèmes sont les suivants :

- Diriger les eaux de ruissellement sur le côté de la chaussée, vers le pied du chasse-roue, de la glissière ou du trottoir et, ensuite, vers les extrémités du pont, en donnant une pente transversale et une pente longitudinale à la chaussée.
- Capturer les eaux de surface au moyen de drains, de puisards et de rigoles.
- Évacuer les eaux vers le terrain naturel ou vers un système d'égout pluvial au moyen de tuyaux de descente, de rigoles ou de tout autre système approprié.
- Concevoir les détails de la charpente du pont de façon à empêcher la condensation et l'accumulation d'eau. À cette fin, il faut égoutter et ventiler les parties exposées du pont, comme le dessus des chevêtres, des piles et des culées, ainsi que les poutres-caissons, les remblais et toutes les autres surfaces horizontales. Il faut éviter la formation de dépressions et de rainures qui favorisent la rétention de l'eau.
- Disposer correctement les éléments d'un pont, surtout pour un pont en acier résistant à la corrosion atmosphérique, afin d'éviter la formation de taches causées par le ruissellement de l'eau sur les surfaces adjacentes. On doit installer un système adéquat de tuyaux de descente ou de déflecteurs si nécessaire.
- Construire le dessus des assises des piles et des culées, sauf le dessus des blocs d'assise, avec une pente minimale de 5 %.
- Prévoir des larmiers au-dessous des dalles pour favoriser l'égouttement de l'eau.
- Entretenir le système de drainage.

2.2.3 Pentes de la chaussée d'un pont

2.2.3.1 Pente transversale

Afin d'assurer un bon écoulement des eaux de surface, la pente transversale des voies carrossables d'un pont doit au moins correspondre à la pente transversale minimale de 2 %, lorsque celui-ci est situé dans l'alignement droit d'une route, et au moins au dévers minimal de 2 %, lorsque celui-ci est situé dans un tracé comportant une courbe horizontale.

2.2.3.2 Pente longitudinale

Une pente longitudinale minimale de 0,5 % est nécessaire pour assurer l'évacuation des eaux par ruissellement à la surface de la chaussée d'un pont.

L'aménagement de ponts de configurations et de longueurs courantes suivant cette pente permet d'éviter la pose de drains si la surface à drainer du tablier est égale ou inférieure à 230 m² (voir la section 2.2.4.2).

Dans le cas où le tracé de la route fait en sorte que l'inversion du dévers est requise sur un pont, la pente longitudinale de la chaussée doit minimalement être de 1 % sur toute la zone où la pente transversale est inférieure à 2 % pour faciliter le drainage.

L'aménagement d'un pont en palier, c'est-à-dire que la pente longitudinale du tablier est égale à 0 %, oblige l'acheminement des eaux de ruissellement transversalement suivant le dévers de la chaussée. La partie basse située du côté de la chaussée, au pied du chasse-roue, de la glissière ou du trottoir, tient lieu de caniveau. Les eaux captées à cet endroit doivent être évacuées par des drains installés en nombre suffisant sur le tablier ou à travers un système de drainage approprié.

Il est recommandé que le pont soit situé en dehors du point bas de la route lorsqu'il est situé dans une courbe verticale rentrante (concave) et que le drainage de la route est effectué à l'aide de puisards et de bordures. De plus, aucun point bas du profil en long de la route ne doit être situé sur le dessus d'un mur de soutènement possédant des ancrages ou des inclusions.

Lorsqu'un pont est situé dans une courbe verticale saillante (convexe), une attention particulière est requise pour qu'un drainage adéquat du revêtement soit assuré près du sommet de cette courbe où la pente longitudinale du pont est nulle. Lorsque le profil longitudinal de la route est en courbe verticale convexe, rattaché ou non à des tangentes, la pente longitudinale du pont est variable. On calcule alors le bombement du pont d'après les indications données aux paragraphes suivants.

2.2.3.3 Bombement d'un pont

A) Définitions

Lorsque les extrémités d'un pont sont sensiblement au même niveau, il est nécessaire de donner au profil en long un bombement. Le bombement est une élévation continue du profil de la chaussée d'un pont par rapport à la droite qui en relie les extrémités. Ce bombement donne à l'extrados une pente longitudinale qui assure l'écoulement des eaux et qui permet en plus de corriger une illusion d'optique, car un pont construit horizontalement paraît toujours affaissé au centre.

Pour obtenir le bombement, il faut donner au profil en long la forme d'une parabole. Cette parabole peut être précédée et suivie, pour un pont très long, d'une tangente à pente uniforme. Du point de vue esthétique, il faut cependant éviter le raccordement de deux segments dont les rayons de courbure sont très différents, comme une courte parabole accentuée suivie de longues tangentes.

Comme la pente longitudinale minimale pour que soit assurée l'évacuation des eaux est de 0,5 % et que la pente recommandée pour que soit conservé le niveau de service d'une route est d'environ 2 %, il faut choisir une pente moyenne de l'ordre de 1 %, à moins que le dégagement vertical sous le pont n'oblige à construire un profil plus accentué. Pour calculer le paramètre de la parabole, il faut déterminer au départ soit un rapport de bombement, une flèche ou une pente à l'extrémité.

Les paragraphes suivants donnent les formules de la géométrie.

B) Application

Le bombement ne s'applique pas aux ponts très longs à multiples travées situés au-dessus d'un plan d'eau ou d'un terrain naturel plat.

Le bombement ne tient pas compte des flèches de construction qui servent à compenser soit un affaissement de l'étalement, soit la déformation propre aux matériaux.

Il faut éviter la construction d'un pont avec un profil concave; il vaut mieux alors corriger le profil de la route si possible pour obtenir un bombement convexe, c'est-à-dire vers le haut.

C) Théorie

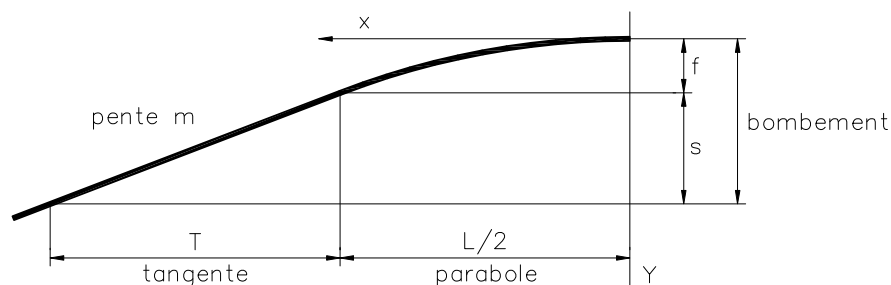


Figure 2.2-1 Paramètres du bombement d'un pont

P = paramètre d'une parabole (distance du foyer au vertex)

Équation d'une parabole $y = \frac{x^2}{4P}$; $y = f$ à $x = \frac{L}{2}$

Pente d'une parabole $\frac{dy}{dx} = \frac{x}{2P}$; $m = \frac{s}{T}$ à $x = \frac{L}{2}$

Rapport $\frac{\text{bombement}}{\text{longueur}} = \frac{f + s}{L + 2T}$

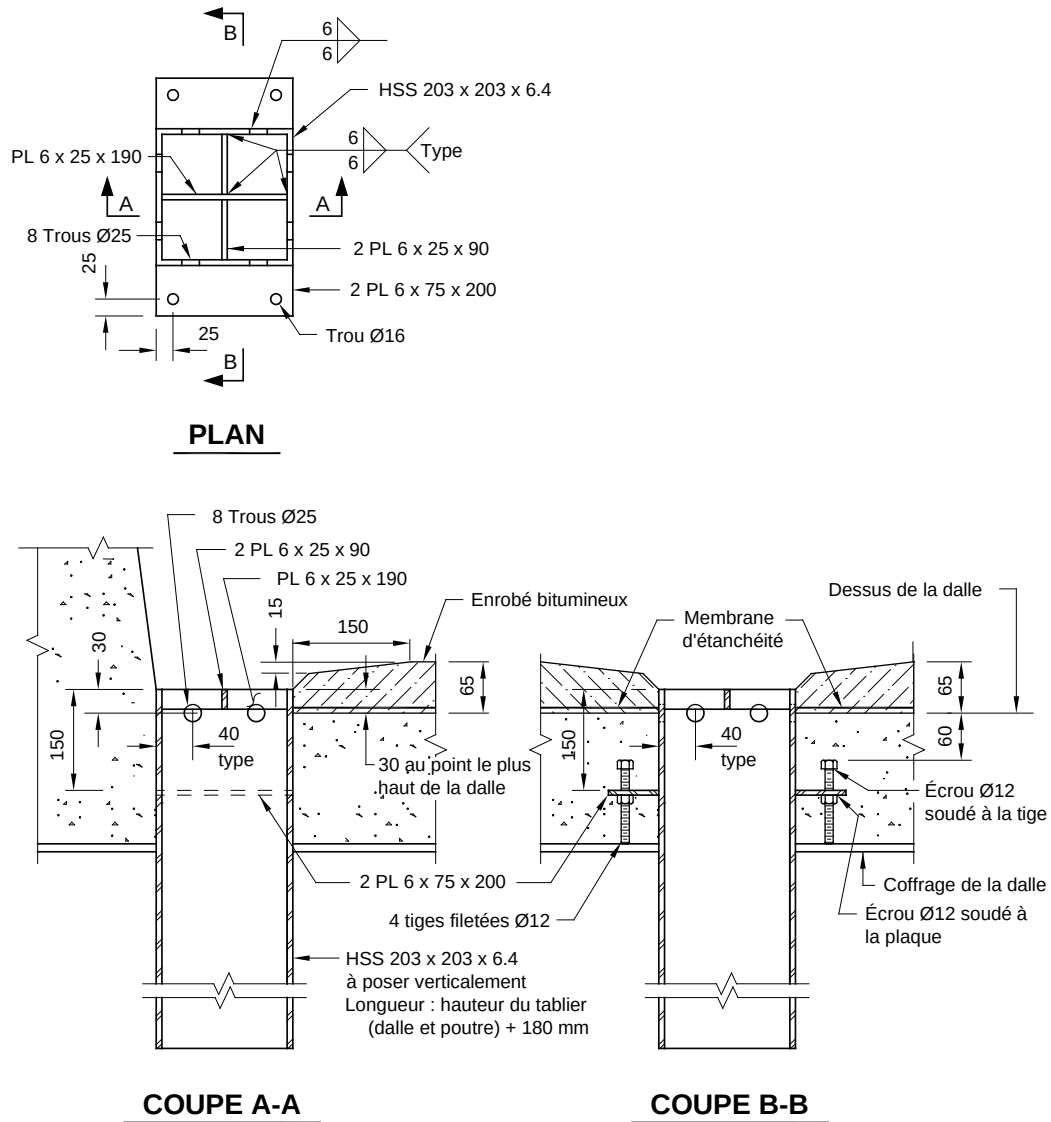
Ce rapport du bombement à la longueur varie habituellement de 1/100 à 1/300.

2.2.4 Drainage de la chaussée

Les eaux de pluie à la surface d'un pont sont captées au moyen de drains disposés au pied du chasse-roue, de la glissière ou du trottoir sur le pont, ou encore de puisards ou de rigoles placés aux extrémités du pont. Elles sont évacuées par des tuyaux de descente ou par des rigoles.

2.2.4.1 Drain

Le drain comprend un tuyau de 200 mm x 200 mm surmonté d'un grillage au niveau de la chaussée (voir la figure 2.2-2). Le tuyau doit dépasser le dessous du tablier et les poutres de 150 mm ou être raccordé à un tuyau de descente. Lorsque la hauteur apparente du drain excède 3 m, on devrait considérer la mise en place d'un dispositif de retenue latérale près de son extrémité libre.



NOTES:

- Acier de construction:

Norme CAN/CSA-G40.21 nuance 300W galvanisé,
 Profilé HSS nuance 350W galvanisé.
 Tiges filetées et écrous galvanisés.

Figure 2.2-2 Drain

2.2.4.2 Localisation des dispositifs de drainage

Les eaux de pluie doivent minimalement être captées aux endroits suivants :

- Aux extrémités d'un pont en pente, c'est-à-dire hors du tablier en amont du pont. Si des puisards sont utilisés, ces derniers doivent être positionnés en dehors des dalles de transitions;
- Aux extrémités d'un pont dont le profil longitudinal épouse une courbe verticale concave, c'est-à-dire vers le bas;
- Avant le début du dévers d'un pont en courbe;
- À l'amont immédiat d'un joint de tablier;
- Immédiatement en avant de la zone où la pente de devers est nulle, lorsqu'il y a inversion du devers de la route;
- Au point bas de la route, lorsque celui-ci ne peut être situé en dehors du pont.

Le concepteur doit donc s'assurer qu'un système de drainage adéquat est prévu sur la route aux extrémités d'un pont.

Pour certains cas typiques, la capacité hydraulique d'égouttement d'un drain peut être donnée en termes de superficie dirigée vers un drain (y compris la surface de la route, les trottoirs, pistes cyclables, etc.). Le tableau suivant résume ces superficies :

Tableau 2.2-1 Superficies de drainage

Pente longitudinale (%)	Superficie (m ²)
0,0*	50*
0,5	230
1,0	320
2,0	450
*Sous réserve d'une approbation de concept	

Cet espacement typique n'est valide que pour les ponts remplissant minimalement les conditions suivantes :

- La pente longitudinale doit être constante sur toute la longueur du pont et ce dernier doit posséder une longueur maximale de 120 m;
- Lorsque la section transversale de la chaussée est en couronne, la pente transversale minimale est de 2 %;
- Lorsque la section transversale de la chaussée est en devers, la pente transversale minimale est de 2,5 %;

- La chaussée doit posséder une largeur d'accotement supérieure aux valeurs suivantes :
 - Autoroute, nationale et régionale : 1,3 m;
 - Collectrice et locale : 1 m.
- L'intensité des précipitations « $I_{25,60}$ »¹ de la région où est construit le pont doit être inférieure ou égale à 42,7 mm/h²;
- Seules les eaux provenant du ruissellement de la surface du pont doivent pouvoir être captées par les drains. Ainsi, à moins que le pont soit situé sur un point haut routier, l'espacement des drains des ponts construits dans un environnement routier drainé par puisards et bordures ne doit pas être déterminé à l'aide du tableau ci-dessus.

Lorsque les ponts ne remplissent pas les exigences énoncées précédemment, ou lorsqu'il est requis d'optimiser l'espacement des drains, celui-ci doit être calculé selon la méthode présentée à l'annexe hydraulique du Guide de préparation de projets routiers. Les calculs d'espacement des drains doivent tenir compte des apports d'eau non captée provenant de la chaussée située du côté amont de la pente longitudinale de la route. Les calculs doivent aussi tenir compte d'un possible élargissement de la route à la surface du tablier par la diminution de la largeur de l'accotement. La récurrence de conception du drainage de surface de tablier doit suivre les exigences du chapitre 3 « Drainage » du *Tome II – Construction routière des normes* du Ministère. Compte tenu de ces facteurs, l'espacement des drains peut varier de 3 m à des dizaines de mètres.

Lorsque le tablier d'un pont construit dans la partie basse d'un profil de route épousant une courbe concave risque d'être inondé ou noyé, il faut prévoir une évacuation des eaux de crue en aménageant une ouverture dans le chasse-roue, sur la glissière ou sur le trottoir.

2.2.4.3 Rejet des eaux captées par les drains

Il est accepté que les eaux captées par les drains soient directement rejetées vers le terrain sous-jacent, à condition que ceux-ci n'évacuent pas l'eau directement sur les éléments structuraux du pont, un remblai, une voie ferrée, une route, un trottoir, etc. Dans ce cas, et en l'absence de descente de drainage, les dispositifs de drainage doivent être placés à une distance égale à la mi-hauteur hors du sol de l'unité de

¹ Intensité de la pluie de récurrence 25 ans, pour une durée de 60 minutes.

² Les données des courbes IDF peuvent être retrouvées sur le site internet d'Environnement Canada : http://climat.meteo.gc.ca/prods_servs/engineering_f.html

Les données peuvent être calculées à l'aide de la méthode présentée à la section 3.5.1 « Intensité de précipitation » du *Manuel de conception des ponceaux* du Ministère.

fondation, en s'assurant d'obtenir une distance minimale de 2 m à partir de la face de l'appui d'une pile ou d'une culée. Une vérification doit être réalisée afin que l'érosion de la zone sous le rejet du drain soit évitée.

Tuyau de descente

Lorsque l'eau s'égouttant d'un dispositif de drainage ne peut s'écouler sans risque directement dans la rivière ou sur le terrain, elle doit être dirigée dans un conduit fermé ou tuyau de descente (voir la figure 2.2-3) ou canalisée dans un dalot. Les tuyaux de descente doivent être aménagés de manière rectiligne, avec un minimum de changements de direction. Les drains doivent alors être disposés de manière à ce qu'ils soient alignés avec les tuyaux de descente afin que l'entretien en soit facilité. Au besoin, il peut être requis que l'espacement des drains soit légèrement ajusté.

Le tuyau doit être facilement accessible de l'extérieur de la structure et être muni d'orifices pour que le nettoyage soit facilité à chaque changement important de direction. Lorsque le tuyau de descente est dirigé vers une conduite souterraine, un orifice de nettoyage doit être présent en bas de la colonne avant l'entrée du tuyau dans le sol. Les orifices d'entretien doivent être recouverts d'un bouchon étanche retenu en place. Le concepteur doit s'assurer que la position des orifices puisse permettre l'accès par une équipe d'entretien munie des équipements adéquats. Les changements de direction doivent être effectués à l'aide de coudes de 22,5° minimalement et de 45° maximalement (voir la figure 2.2-3).

Le tuyau de descente ne doit pas passer à l'intérieur d'une poutre, d'un chevêtre ou d'une colonne caisson ni être encastré dans le béton.

Le tuyau de descente peut être en acier galvanisé ou en polyéthylène à haute densité (PEHD) dont le rapport du diamètre extérieur à l'épaisseur de la paroi (DR) égale 21 ou moins. Le tuyau en polyéthylène doit être conforme aux exigences de la norme ASTM F 714 « *Standard Specification for Polyethylene (PE) Plastic Pipe (SDR-PR) Based on Outside Diameter* ».

Lorsqu'un tuyau de descente circulaire en PEHD est utilisé, un réducteur doit être prévu pour faciliter le raccordement entre le tuyau de descente et le drain rectangulaire en acier du tablier. Dans un tel cas, le raccordement ne doit pas être situé au-dessus d'une voie de circulation et il doit être recouvert d'un couvercle (voir figure 2.2-4).

L'eau doit ensuite être évacuée dans un système de drainage approprié aménagé au niveau de la route inférieure. Lorsque les tuyaux de descente sont raccordés vers des conduites souterraines, les plans doivent indiquer vers quelles conduites souterraines sont dirigées les eaux. Les conduites souterraines doivent alors suivre les normes en vigueur au Ministère, de même que la norme BNQ-1809-300. Lorsque les tuyaux de descente sont dirigés vers le terrain naturel ou vers un fossé, une vérification doit être réalisée afin que l'érosion de la zone soit évitée au point de rejet du drain.

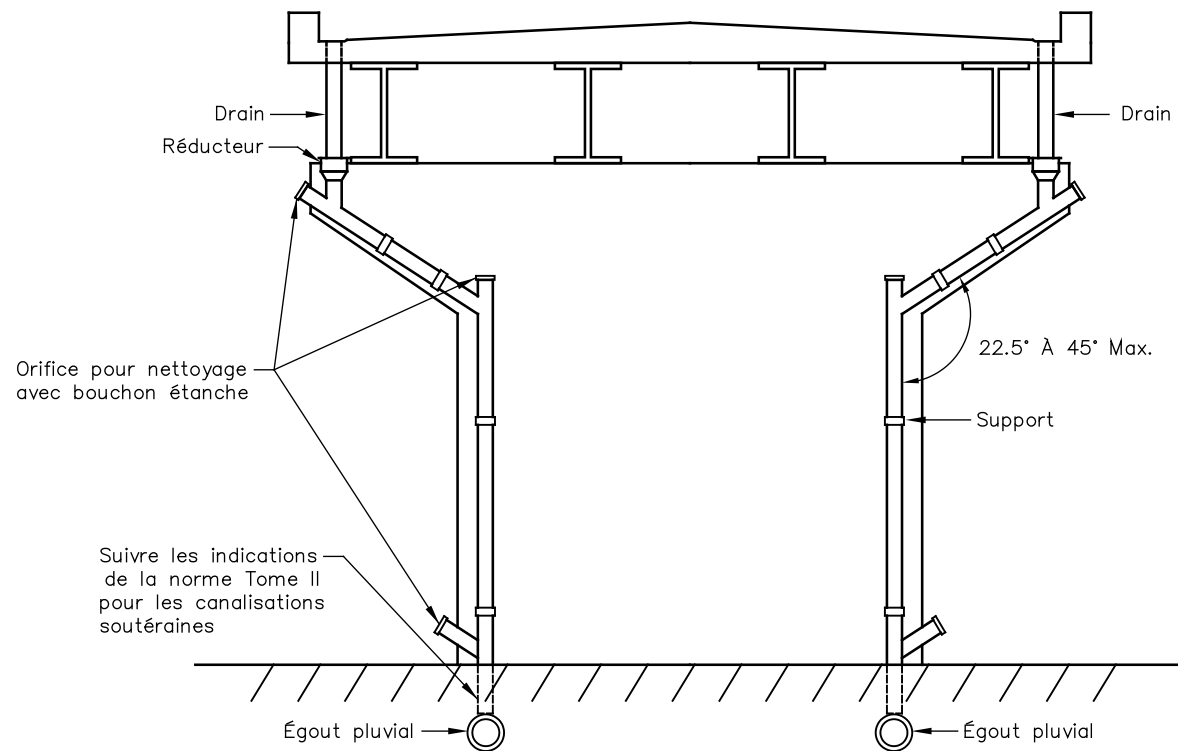
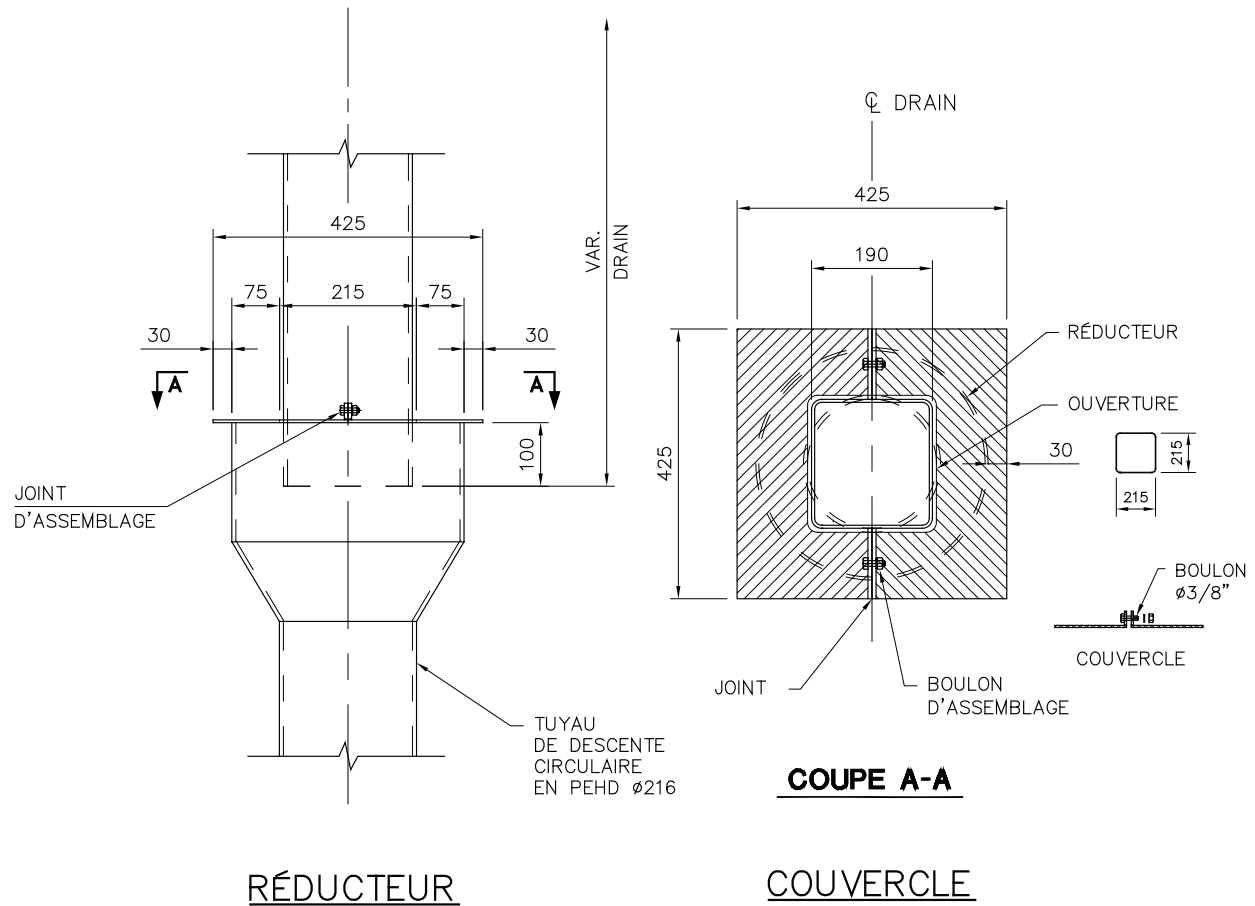


Figure 2.2-3 Tuyau de descente



NOTES:

- Acier de construction: Norme CAN/CSA-G40.21 nuance 300W galvanisé, Profilé HSS nuance 350W galvanisé. Boulons et écrous galvanisés.

Figure 2.2-4 Raccordement rectangulaire-circulaire à l'aide d'un réducteur

Conduites horizontales sous le tablier

Il peut être requis de diriger les eaux captées par les drains vers les tuyaux de descente au moyen de conduites accrochées sous le tablier. En raison des conditions hivernales particulières du Québec, l'utilisation de ce type de configuration devrait être limitée seulement aux cas où le nombre de drains requis pour drainer la surface du tablier excède le nombre de tuyaux de descente. Afin de limiter le nombre de drains à la surface des tabliers et, ainsi, de limiter l'emploi de ce type de configuration, il peut être bénéfique de :

- Revoir les pentes longitudinales et latérales du tablier, lorsque la configuration de la route le permet;
- Si requis, d'ajuster légèrement l'espacement des drains;
- Utiliser des dalots à la surface du tablier (approbation de concept requise).

La figure 2.2-5 montre les détails d'une conduite horizontale sous le tablier. Pour les cas où l'utilisation de ce type de configuration est absolument requise, les conduites horizontales sous le tablier doivent respecter les exigences de conception suivantes :

- Les conduites doivent suivre les exigences du chapitre 3 « Drainage » du *Tome II – Construction routière* pour la récurrence de conception de l'écoulement à surface libre et pour les vitesses d'écoulement minimales dans les conduites;
- Les conduites doivent être installées à une pente de 1 % minimalement;
- Le diamètre intérieur de la conduite doit être équivalent à la plus grande dimension de la section du drain;
- Il ne peut y avoir de réduction du diamètre de la conduite sur le parcours de l'écoulement d'eau jusqu'au point de rejet.

Afin que l'entretien soit facilité et que leur bon comportement soit assuré, les conduites horizontales situées sous le tablier doivent respecter les exigences suivantes :

- Les conduites doivent être de sections circulaires;
- Un raccord type « réducteur » doit être utilisé afin de raccorder le drain, qui est une section rectangulaire, aux conduites, qui sont des sections circulaires. Le tout doit être recouvert d'un couvercle. La bonne pratique demanderait que ce raccordement ne soit pas positionné au-dessus des voies de circulation, lorsque possible;
- Sous le réducteur, le raccordement des drains verticaux à la conduite horizontale doit être réalisé à l'aide d'un « Y » et d'un coude, pour que l'accumulation de sédiments soit limitée à cet endroit. Le raccordement le plus en amont doit être réalisé à l'aide de coudes à long rayon uniquement;
- Les changements de direction doivent être effectués à l'aide de coudes de 22,5° minimalement et de 45° maximalement;
- La conduite doit être facilement accessible de l'extérieur de la structure et être munie d'orifices pour que le nettoyage à l'extrémité soit facilité à chaque changement important de direction;

- Le raccordement de la conduite horizontale au tuyau de descente doit être réalisé à l'aide d'un « Y »;
- La conduite ne doit pas passer à l'intérieur d'une poutre, d'un chevêtre ou d'une colonne caisson, ni être encastrée dans le béton. Elle ne doit pas être située au-dessus de la semelle d'une poutre. Le perçage d'une poutre pour permettre le passage d'une conduite de drainage n'est pas recommandé;
- Aucun joint d'expansion ne saurait être toléré au-dessus d'une voie de circulation.

Dans tous les cas, le concepteur doit considérer que les conduites horizontales sous le tablier sont complètement inefficaces en période hivernale. En présence d'un réseau de conduites horizontales, il est recommandé de concevoir un tablier de pont en pente, ce qui permet l'évacuation des eaux de surface en cas de mauvais fonctionnement des conduites horizontales. En dernier recours, l'utilisation de fils chauffants et d'isolant peut améliorer le rendement durant une certaine période de l'hiver. Leur utilisation doit être évaluée au cas par cas et requiert l'autorisation du Ministère.

La conduite horizontale située sous le tablier peut être en acier galvanisé ou en polyéthylène à haute densité dont le rapport du diamètre extérieur à l'épaisseur de la paroi (DR) égale 21 ou moins. Le tuyau en polyéthylène doit être conforme aux exigences de la norme ASTM F 714 « *Standard Specification for Polyethylene (PE) Plastic Pipe (SDR-PR) Based on Outside Diameter* ». Les raccords entre chaque section de conduites doivent être de type « retenus ». La conception des types de raccords, du nombre et de la position des joints d'expansion, des orifices de nettoyage et du nombre ainsi que des éléments de soutien doit tenir compte des aspects particuliers suivants :

- Poids de la glace ou des sédiments dans les conduites;
- Possibilité de pression induite par l'expansion de l'eau lorsqu'elle se change en glace;
- Possibilité que les conduites puissent bouger, notamment en raison de la dilatation thermique.

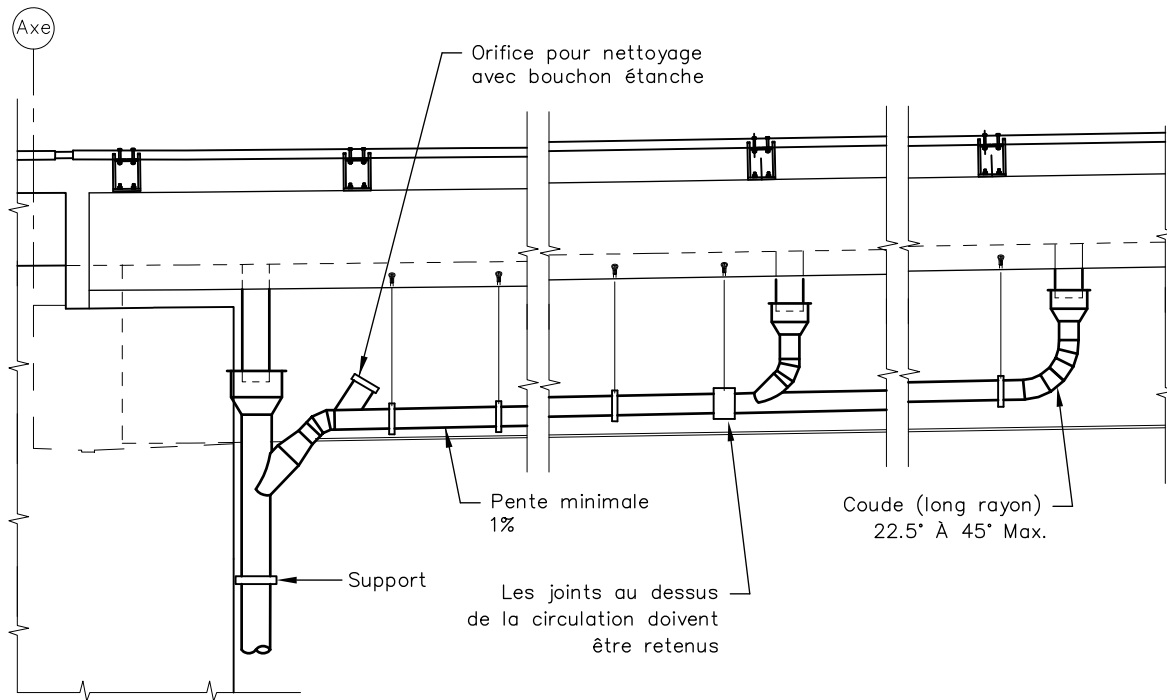


Figure 2.2-5 Conduite horizontale sous le tablier

2.2.4.4 Drain d'interface

Ce dispositif sert à drainer l'interface pavage/membrane aux abords de l'épaulement d'un joint de tablier lorsque ce dernier est localisé au point bas du tablier.

Le nombre de drains à prévoir est fonction de la section transversale du tablier, c'est-à-dire à chaque point bas de ladite section, en bordure du chasse-roue, du trottoir ou de la glissière.

La figure 2.2-6 montre les détails de cet équipement ainsi que son emplacement. Il est essentiellement composé d'un tube pyramidal fermé à sa petite extrémité par une plaque perforée. Le drainage se fait librement à l'intérieur de la culée-galerie.

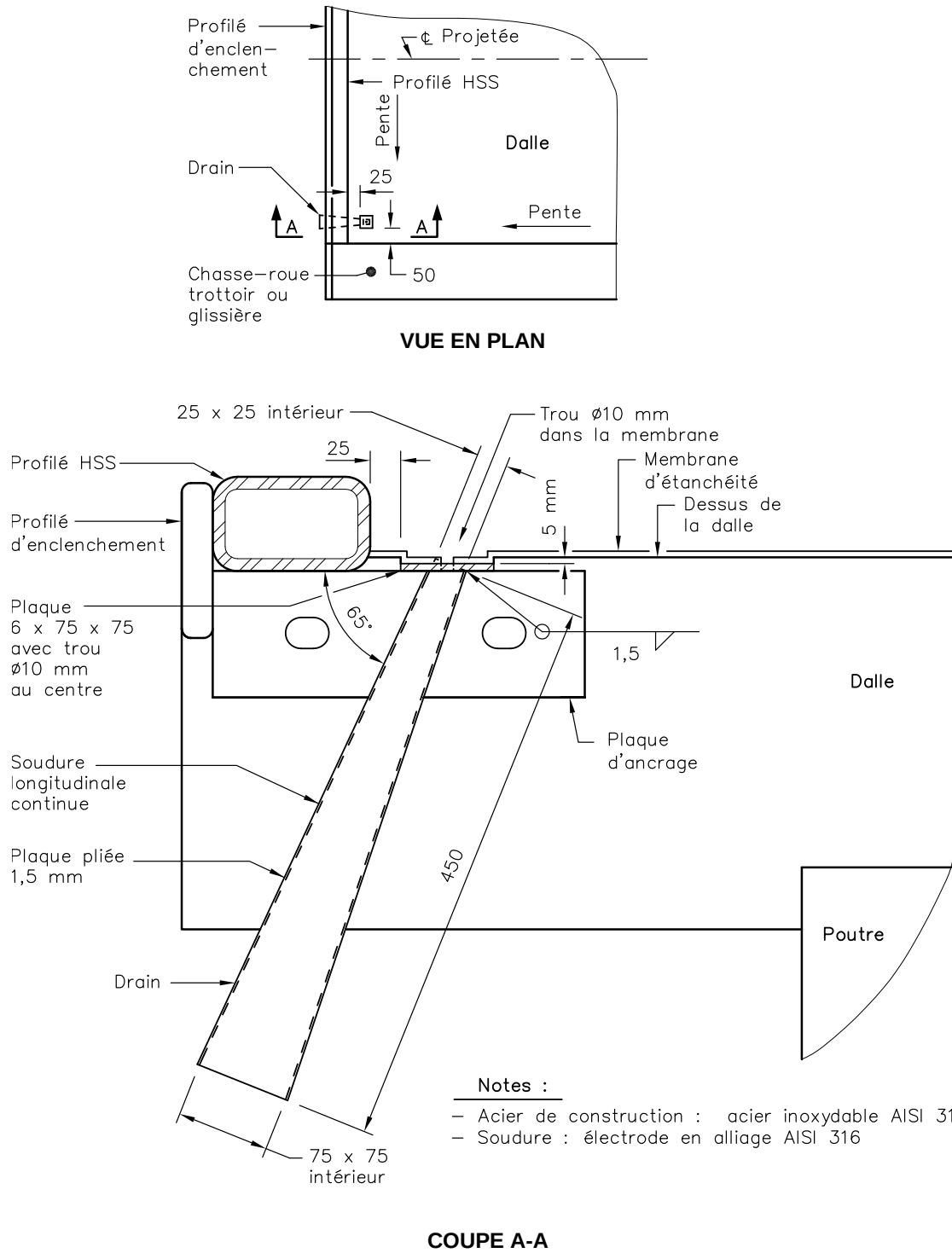


Figure 2.2-6 Drain d'interface

2.2.5 Espace clos

Tout espace clos en acier ou en béton, comme l'intérieur d'une poutre-caisson, d'une pile ou d'un profilé creux doit être pourvu d'évents et de drains afin qu'une ventilation adéquate soit assurée, que les infiltrations d'eau soient drainées et que les variations de température entre les surfaces soient diminuées.

Les événements sont placés aux extrémités du caisson, en haut ou en bas, et à des points intermédiaires si nécessaire. Les drains, deux au minimum, sont placés aux points bas. Ces ouvertures sont grillagées pour empêcher les oiseaux d'accéder au caisson. Les drains peuvent servir d'évents.

L'aire totale des événements et des drains mesure environ 1/1 000 de la surface horizontale close.

Exemple :

Caisson de 2,5 m de largeur x 20 m de longueur :
 $2\,500 \times 20\,000 / 1\,000 = 50\,000 \text{ mm}^2$, soit 2 drains ϕ 200 mm

2.2.6 Drainage du remblai à l'arrière d'un mur

Pour égoutter le remblai et prévenir le développement d'une pression hydrostatique à l'arrière d'un mur ou d'une culée, il faut prévoir l'installation d'un système de drainage adéquat. Ce système comprend un drain placé le long de la face arrière du mur ou de la culée et est raccordé au système de drainage de la route.

Le drain est un tuyau en thermoplastique ϕ 200 mm perforé et recouvert d'une membrane en géotextile.

CHAPITRE 3

CHARGES

TABLE DES MATIÈRES

3.1	GÉNÉRALITÉS	3-1
3.2	SURCHARGE ROUTIÈRE	3-1
3.2.1	Application	3-1
3.2.2	Efforts	3-2
3.2.3	Limite de la flèche due à la surcharge routière	3-6
3.3	SURCHARGES DE CONSTRUCTION	3-9
3.3.1	Généralités	3-9
3.3.2	Surcharges de construction durant le bétonnage de la dalle	3-9
3.3.3	Surcharges de construction pendant la cure du béton de la dalle	3-12
3.4	FORCES DES GLACES	3-13
3.4.1	Forces d'impact et forces dues à l'adhérence des glaces	3-13
3.4.2	Forces statiques des glaces	3-13
3.5	AUTRES CHARGES	3-14

FIGURES

Figure 3.2-1	Facteur de correction K1 pour les poutres à deux, trois et quatre portées	3-8
Figure 3.2-2	Facteur de correction K1 pour les poutres à cinq portées	3-8
Figure 3.3-1	Passerelle d'accès	3-10
Figure 3.3-2	Disposition de la finisseuse automotrice et des plates-formes de travail	3-12
Figure 3.3-3	Train de charges mobiles sur un rail de support des équipements de finition, pour une finition de dalle avec la finisseuse automotrice	3-12-1

TABLEAUX

Tableau 3.2-1	Configuration du CL-625 VS le CMD	3-2
Tableau 3.2-2	Effort tranchant maximal	3-2
Tableau 3.2-3	Moment fléchissant maximal	3-3
Tableau 3.2-4	Efforts tranchants dus à la surcharge routière CL-625	3-4
Tableau 3.2-5	Moments fléchissants dus à la surcharge routière CL-625	3-5

Le texte des normes suivantes contient des exigences particulières ou des renseignements supplémentaires relatifs aux sujets traités dans le présent chapitre.

Tome III – Ouvrages d'art des normes du Ministère

Chapitre 2 Conception des ouvrages d'art
Section 2.3 Charges

3.1 GÉNÉRALITÉS

Le calcul des charges qui s'appliquent aux différents éléments d'un ouvrage d'art doit être conforme aux spécifications de la norme CAN/CSA-S6 « Code canadien sur le calcul des ponts routiers ».

3.2 SURCHARGE ROUTIÈRE

Le calcul des efforts causés par les surcharges routières sur un pont s'effectue au moyen du camion standard CL-625. Cette surcharge routière est définie et répartie conformément aux exigences de la norme CAN/CSA-S6.

La configuration du CL-625 (en charge et en dimension) englobe tous les types de véhicules pouvant circuler sur le réseau routier québécois sans nécessiter de permis spéciaux de circulation (charges légales).

3.2.1 Application

Pour calculer les efforts longitudinaux pour une voie d'un pont routier, il faut placer la surcharge routière à l'intérieur d'une voie de calcul et dans la position produisant la sollicitation maximale.

On doit appliquer un coefficient de majoration dynamique (CMD) au camion CL-625 ou à toute partie du camion. Le CMD à appliquer au camion CL-625 est spécifique au nombre d'essieux sollicitant l'effort maximal à une section donnée d'un élément analysé.

La surcharge de voie CL-625 est toujours exempte d'une majoration du CMD (autant sur la fraction de camion CL-625 que sur la charge uniforme).

En ce qui concerne les travées simples ayant des portées de 1 à 50 m, les tableaux 3.2-4 et 3.2-5 fournissent les différentes valeurs des efforts tranchants (V) et des moments fléchissants (M) liés à la surcharge routière. Ces valeurs incluent la majoration dynamique en fonction du CMD indiqué pour chaque cas. Les indices C et V font référence respectivement au camion et à la surcharge de voie, et la zone ombragée signifie que c'est la surcharge de voie qui produit l'effort maximal.

Considérant que le CMD est fonction du nombre d'essieux sollicitant l'effort maximal (V ou M), les valeurs des tableaux 3.2-4 et 3.2-5 ont été déterminées à partir de la configuration du tableau 3.2-1. Dans ce tableau, le retrait des essieux fait référence aux essieux du camion réduisant la sollicitation. Ils ne doivent pas être pris en compte, comme la norme l'exige.

Tableau 3.2-1 Configuration du CL-625 VS le CMD

Essieux intéressés du CL-625						Retrait des essieux	CMD
50 kN	125 kN	125 kN	175 kN	150 kN			
3,6 m	1,2 m	6,6 m	6,6 m				
X	X	X	X	X		Oui	0,25
X	X	X				Oui	0,30
			X	X		Non	0,30
		X	X			Non	0,30
			X			–	0,40

En ce qui a trait aux travées continues, le tracé des lignes d'influence des efforts tranchants et des moments fléchissants aide à localiser le camion CL-625 ou la surcharge de voie CL-625 pour calculer l'effort maximal. Il est important de rappeler qu'il ne faut placer qu'un seul camion par voie, quel que soit le nombre de travées continues que comprend le pont.

3.2.2 Efforts

3.2.2.1 Effort tranchant

L'effort tranchant maximal (V_c) dans une travée simple lié au camion CL-625 est calculé à l'aide des formules présentées au tableau 3.2-2.

Tableau 3.2-2 Effort tranchant maximal

Portée (T) (m)	Essieux déterminants (kN)	Effort tranchant maximal (V_c) (kN)	CMD applicables
De 0 à 2,4375	175	175	0,4
De 2,4375 à 4,8	125, 125	250 - 150/T	0,3
De 4,8 à 9,8085	50, 125, 125	300 - 390/T	0,3
De 9,8085 à 14,4	125, 125, 175	425 - 1 515/T	0,25
De 14,4 à 36,6	125, 125, 175, 150	575 - 3 675/T	0,25
De 36,6 à 50	50, 125, 125, 175, 150	625 - 5 505/T	0,25

L'effort maximal dû à la surcharge de voie (V_v) est donné par l'équation suivante :

$$V_v = 0,8 V_c + \frac{9T}{2}$$

La surcharge à considérer pour le calcul des efforts tranchants est celle produisant l'effort maximal entre (V_c) majoré du CMD ou (V_v) exempt de toute majoration.

3.2.2.2 Moment fléchissant

Le moment fléchissant maximal d'un groupe de charges ponctuelles placées sur une travée simple se situe sous l'une de ces charges. Pour calculer les moments sous chacune des charges, il faut disposer le groupe de charges de façon à ce que la distance entre le centre de gravité des charges et le centre de la portée soit égale à la distance entre le centre de la portée et la charge ponctuelle sous laquelle on calcule le moment.

Le moment fléchissant maximal dû au camion (M_c), localisé à une distance « X » de l'appui gauche, est calculé à l'aide des formules énoncées au tableau 3.2-3.

Tableau 3.2-3 Moment fléchissant maximal

Portée (T) (m)	Essieux déterminants (kN)	X (m)	Moment fléchissant maximal (M_c) (kN.m)	CMD applicables
De 0 à 4,554	<u>175</u>	T/2	43,75 T	0,4
De 4,554 à 7,434	125, <u>125</u>	T/2 + 0,3	(62,5 T ² - 75 T + 22,5)/T	0,3
De 7,434 à 14,2155	50, <u>125</u> , 125	T/2 + 0,05	(75 T ² - 165 T + 0,75)/T	0,3
De 14,2155 à 23,3035	175, <u>125</u> , 125, 50	T/2 + 0,805	(118,75 T ² - 772,5 T + 308)/T	0,25
De 23,3035 à 27,3	150, 175, <u>125</u> , 125, 50	T/2 + 2,196	(156,25 T ² - 1762,5 T + 3014)/T	0,25
De 27,3 à 49,0165	50, 125, 125, <u>175</u> , 150	T/2 + 1,104	(156,25 T ² - 1680 T + 761,76)/T	0,25
De 49,0165 à 50	Surcharge de voie			0

Les formules exactes pour calculer le moment maximal dû à la surcharge routière sont complexes; ce moment se situe tout près du centre de gravité de la travée. On commet une imprécision négligeable en additionnant les moments maximaux dus à la portion du camion et à la charge uniforme.

L'effort maximal dû à la surcharge de voie (M_v) est donné par l'équation suivante :

$$M_v = 0,8 M_c + \frac{9T^2}{8}$$

Tout comme pour l'effort tranchant, la surcharge à considérer pour le calcul du moment fléchissant est celle produisant l'effort maximal entre (M_c) majoré du CMD ou (M_v) exempt de toute majoration.

Tableau 3.2-4 Efforts tranchants dus à la surcharge routière CL-625

Portée (m)	V _c (kN)	V _v (kN)	V _{max} (kN)	CMD
1	175	145	245	0,4
2	175	149	245	0,4
3	200	174	260	0,3
4	213	188	276	0,3
5	222	200	289	0,3
6	235	215	306	0,3
7	244	227	318	0,3
8	251	237	327	0,3
9	257	246	334	0,3
10	274	264	342	0,25
11	287	279	359	0,25
12	299	293	373	0,25
13	308	305	386	0,25
14	317	316	396	0,25
15	330	332	413	0,25
16	345	348	432	0,25
17	359	364	449	0,25
18	371	378	464	0,25
19	382	391	477	0,25
20	391	403	489	0,25
21	400	415	500	0,25
22	408	425	510	0,25
23	415	436	519	0,25
24	422	446	527	0,25
25	428	455	535	0,25
26	434	464	542	0,25
27	439	473	549	0,25
28	444	481	555	0,25
29	448	489	560	0,25
30	453	497	566	0,25
31	456	505	571	0,25
32	460	512	575	0,25
33	464	519	580	0,25
34	467	527	584	0,25
35	470	534	588	0,25
36	473	540	591	0,25
37	476	547	595	0,25
38	480	555	600	0,25
39	484	563	605	0,25
40	487	570	609	0,25
41	491	577	613	0,25
42	494	584	617	0,25
43	497	591	621	0,25
44	500	598	625	0,25
45	503	605	628	0,25
46	505	611	632	0,25
47	508	618	635	0,25
48	510	624	638	0,25
49	513	631	641	0,25
50	515	637	644	0,25

Tableau 3.2-5 Moments fléchissants dus à la surcharge routière CL-625

Portée (m)	M _c (kN - m)	M _v (kN - m)	M _{max} (kN - m)	CMD
1	44	36	61	0,4
2	88	75	123	0,4
3	131	115	184	0,4
4	175	158	245	0,4
5	242	221	315	0,3
6	304	283	395	0,3
7	366	347	475	0,3
8	435	420	566	0,3
9	510	499	663	0,3
10	585	581	761	0,3
11	660	664	858	0,3
12	735	750	956	0,3
13	810	838	1053	0,3
14	885	929	1151	0,3
15	1029	1074	1287	0,25
16	1147	1202	1433	0,25
17	1264	1334	1580	0,25
18	1382	1467	1728	0,25
19	1500	1603	1875	0,25
20	1618	1741	2022	0,25
21	1736	1882	2170	0,25
22	1854	2025	2318	0,25
23	1972	2170	2465	0,25
24	2113	2317	2641	0,25
25	2264	2493	2830	0,25
26	2416	2672	3020	0,25
27	2568	2853	3210	0,25
28	2722	3054	3403	0,25
29	2878	3243	3597	0,25
30	3033	3433	3791	0,25
31	3188	3626	3985	0,25
32	3344	3822	4180	0,25
33	3499	4019	4374	0,25
34	3655	4219	4569	0,25
35	3811	4421	4763	0,25
36	3966	4625	4958	0,25
37	4122	4832	5152	0,25
38	4278	5041	5347	0,25
39	4433	5252	5542	0,25
40	4589	5466	5736	0,25
41	4745	5682	5931	0,25
42	4901	5900	6126	0,25
43	5056	6120	6321	0,25
44	5212	6342	6515	0,25
45	5368	6567	6710	0,25
46	5524	6794	6905	0,25
47	5680	7024	7100	0,25
48	5836	7255	7295	0,25
49	5992	7489	7490	0,25
50	6148	7725	7725	0,25

3.2.3 Limite de la flèche due à la surcharge routière

3.2.3.1 Généralités

La limite de la flèche due à la surcharge routière est obtenue à partir de la figure 3.1 « Limite de flèche pour les vibrations de l'ossature des ponts routiers » de la norme CAN/CSA-S6 qui est fonction de l'utilisation du pont (sans trottoir ou avec trottoir avec circulation piétonnière occasionnelle ou fréquente) et de la première fréquence de vibration du pont.

Cette limite ne doit cependant pas être inférieure à $L/800$ pour les ponts sans trottoir ou à $L/1000$ pour les autres, et où L représente la longueur de la travée considérée.

3.2.3.2 Première fréquence de vibration

La première fréquence de vibration peut être calculée selon l'une des méthodes simplifiées ou selon une méthode exacte.

3.2.3.3 Méthodes simplifiées

Pour un pont de largeur uniforme, dont la longueur est supérieure à la largeur et le biais, inférieur à 20° , il est établi que l'on peut estimer la première fréquence de vibration en idéalisant le tablier pour l'assimiler à une poutre de section constante. Les procédures simplifiées pour le calcul de la première fréquence de vibration sont les suivantes.

A) Poutres simplement appuyées

La première fréquence de vibration (F_{1s}) d'une poutre simplement appuyée de moment d'inertie constant et de masse constante est donnée par l'équation suivante :

$$F_{1s} = \frac{\pi}{2L^2} \sqrt{\frac{EI}{m}}$$

où

L : portée, en m

E : module d'élasticité équivalent de la poutre, en N/m^2

I : moment d'inertie équivalent de la poutre, en m^4

m : masse linéaire totale se rapportant à la poutre, en kg/m

ou, plus simplement

$$F_{1s} = \frac{17,753}{\sqrt{\Delta}}$$

où Δ est la flèche maximale sous la charge morte totale, en mm.

B) Poutres continues d'inertie constante

La première fréquence de vibration (F_{1c}) d'une poutre continue symétrique par rapport à son axe longitudinal et ayant une inertie et une masse constantes peut être obtenue par l'équation suivante :

$$F_{1c} = K_1 F_{1s}$$

où F_{1s} est la première fréquence de vibration de la portée la plus longue en la considérant simplement appuyée et K_1 est un facteur de correction qui dépend du nombre de portées et de leurs rapports de longueurs, et est tiré de la figure 3.2-1 pour les poutres à deux, trois ou quatre portées et de la figure 3.2-2 pour les poutres à cinq portées.

C) Autres poutres

Pour les poutres simplement appuyées ou continues, d'inertie ou de masse variable, la méthode de Rayleigh-Ritz peut être utilisée. Cette méthode consiste à charger la poutre avec la charge morte totale s'y rapportant, dans le sens de la déformée du premier mode de vibration. On comptabilise par la suite les déplacements de la poutre en plusieurs points (normalement 10 par travée) et on détermine la première fréquence de vibration (F_1) à l'aide de l'équation suivante :

$$F_1 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g \sum (m_i |\Delta_i|)}{\sum (m_i \Delta_i^2)}}$$

où

- g : accélération gravitationnelle, en m/sec^2
- m_i : masse se rapportant au point i , en kg
- Δ_i : déplacement du point i , en m

3.2.3.4 Méthode exacte

Dans le cas où les hypothèses pour l'utilisation des méthodes simplifiées ne peuvent être respectées, une analyse modale tridimensionnelle est nécessaire pour déterminer la première fréquence de vibration.

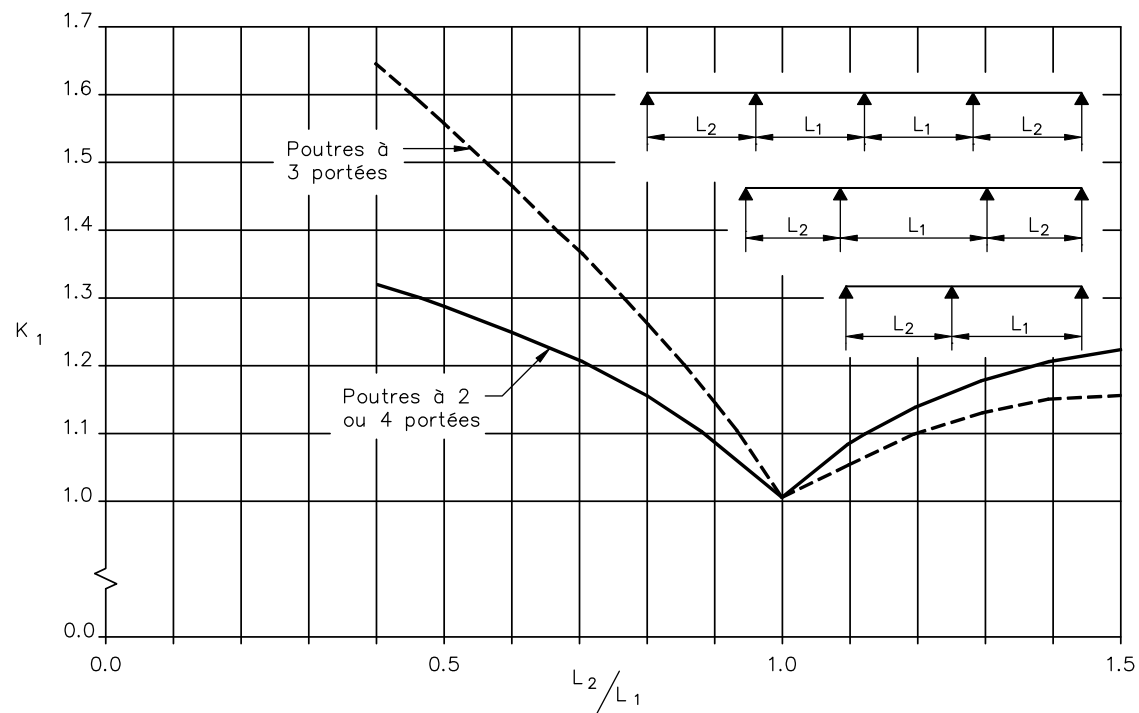


Figure 3.2-1 Facteur de correction K_1 pour les poutres à deux, trois et quatre portées

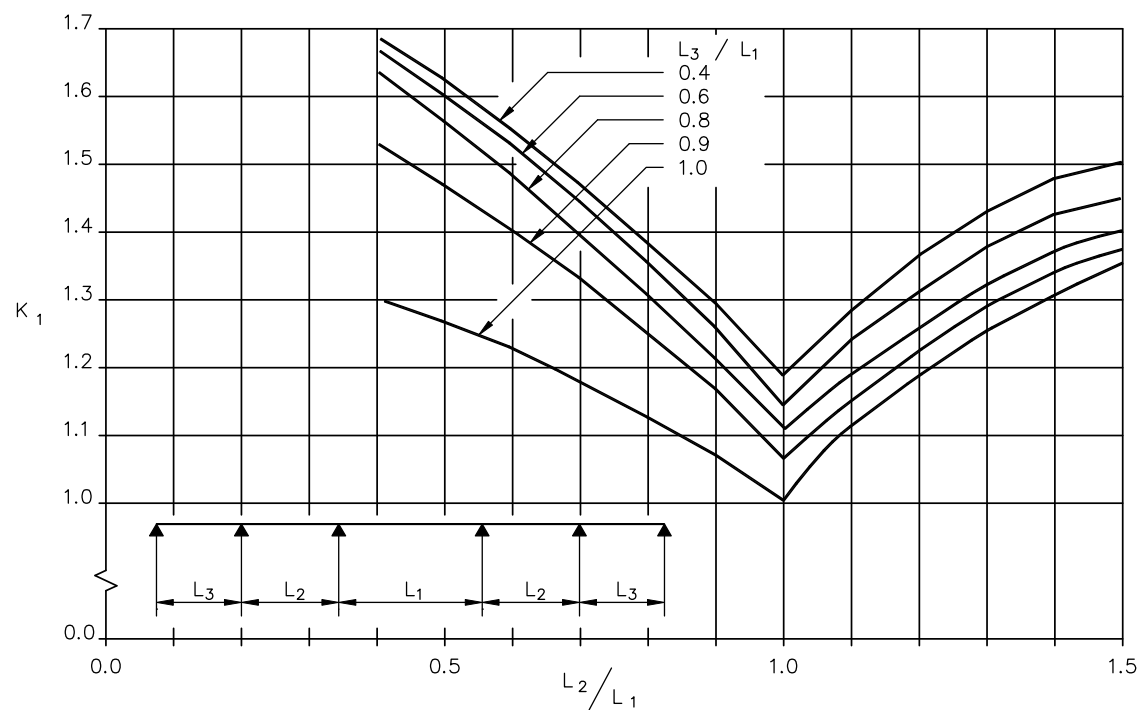


Figure 3.2-2 Facteur de correction K_1 pour les poutres à cinq portées

3.3 SURCHARGES DE CONSTRUCTION

3.3.1 Généralités

Le calcul des efforts causés par les surcharges de construction présentées dans cette section est un complément à l'article 3.16 « Charges de construction et charges sur les ouvrages temporaires » de la norme CAN/CSA-S6.

Cette section traite particulièrement des surcharges de construction applicables aux tabliers à dalle sur poutres et relatives à la finisseuse à béton automotrice, aux plates-formes de travail requises pour la finition et la cure initiale du béton, ainsi qu'aux passerelles d'accès disposées le long des poutres de rive. Toutes les charges indiquées sont en service et doivent être pondérées conformément aux modalités détaillées au chapitre 3 « Charges » de la norme CAN/CSA-S6. Ces charges sont définies selon les caractéristiques mentionnées ci-dessous pour chacun des équipements.

3.3.2 Surcharges de construction durant le bétonnage de la dalle

3.3.2.1 Caractéristiques de la finisseuse à béton automotrice

- Finisseuse de marque Gomaco, modèle C-450, composée d'un pont roulant en treillis métallique, supporté à chaque extrémité par un ensemble d'éléments d'appui, d'une console d'opération fixe, où se trouvent le tableau de commande de l'opérateur et le moteur de la finisseuse, et d'un module mobile qui héberge entre autres les vis sans fin, les rouleaux lisses et la boîte vibrante.
- Largeur maximale de bétonnage : $B = 15$ m, aux fins de calcul selon ce manuel (voir note ci-dessous).
- Éléments d'appui à chaque extrémité :
 - deux pattes de levage équipées chacune d'un buggy à deux roues;
 - distance c/c des pattes de levage d'un élément d'appui : 2050 mm;
- Longueur hors-tout de la finisseuse : 3470 mm, dans le sens de l'axe longitudinal du pont.
- Charge maximale par patte de levage : $P_{FA} = 11,5 + 0,25 (B + 0,6)$ en kN.

Note : pour la réalisation du bétonnage de dalles de tablier de plus de 15 m de largeur hors-tout, le pont roulant de la finisseuse automotrice doit être configuré à l'aide de sections spéciales de treillis métallique dont le poids linéaire est différent de celui considéré pour établir ici la valeur de la charge P_{FA} ; l'équation donnée ici pour P_{FA} n'est donc plus valide au-delà de 15 m de largeur hors-tout. Pour les largeurs de bétonnage qui excéderaient 15 m, le concepteur doit tenir compte, dans tous les cas, de la séquence de construction de la dalle du tablier et valider les charges à considérer avec le fabricant de la finisseuse.

3.3.2.2 Caractéristiques des plates-formes de travail

Lorsque la mise en place du béton de la dalle est faite à l'aide de la finisseuse automotrice, les plates-formes de travail sont requises pour la finition et la cure initiale du béton. Ces opérations sont réalisées au fur et à mesure que le béton de la dalle est mis en place, de sorte que les plates-formes suivent la finisseuse en continu au cours du bétonnage. Les plates-formes de travail considérées ici possèdent les caractéristiques suivantes :

- Dimensions hors-tout : 715 mm de longueur, largeur en fonction de celle de la dalle à bétonner (B);
- Déplacement manuel (les systèmes de roulement à chaque extrémité ne sont pas motorisés);
- Charge concentrée à appliquer sur chaque rail de support des équipements de finition :
 - calculée selon le poids de la plate-forme + poids de travailleurs de 90 kg également répartis tous les 3 m sur la largeur de la plate-forme;
 - $P_{PT} = 3,0 + 0,35B$, en kN.

3.3.2.3 Passerelles d'accès de chaque côté du tablier

Une passerelle d'accès disposée le long des poutres de rive de chaque côté du tablier, comme indiqué à la figure 3.3-1, est requise pour les travaux relatifs à la construction de la dalle.

- Largeur hors-tout de chaque passerelle : 800 mm;
- Poids propre d'une passerelle : 0,72 kPa (sur la largeur de 800 mm);
- Surcharge due aux travailleurs et aux équipements, par passerelle : 0,72 kPa (sur la largeur de 800 mm).

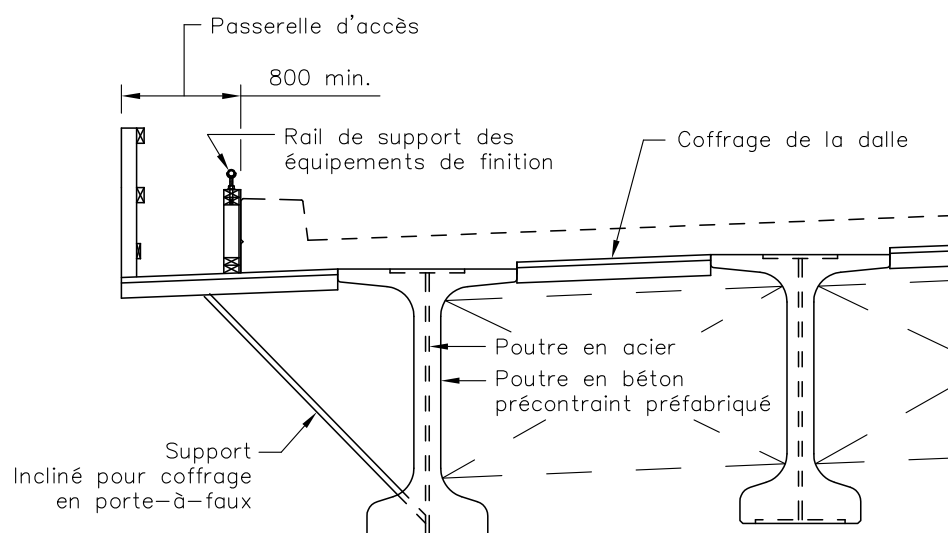


Figure 3.3-1 Passerelle d'accès

3.3.2.4 Application des surcharges de construction pendant le bétonnage de la dalle

Les charges concentrées associées à la finisseuse automotrice et aux plates-formes de travail qui la suivent au cours du bétonnage peuvent être assimilées à un train de charges mobiles circulant sur le rail de support des équipements de finition situé de chaque côté du pont en construction, près de l'extrémité du porte-à-faux de la dalle, comme montré à la figure 3.3-1. Les espacements entre les charges concentrées composant ce train de charges mobiles sont dictés par la géométrie propre à chaque équipement : une configuration conservatrice est proposée à la figure 3.3-3.

En fonction des phases de bétonnage, ce train de charges mobiles doit être positionné sur chacun des rails de support des équipements de finition, à l'endroit qui produira la sollicitation maximale pour la section à l'étude. Le concepteur doit considérer que le front d'avancement du bétonnage ne doit pas se trouver à plus de 3 m de la finisseuse, comme indiqué à la figure 3.3-2. Aux fins de calcul, on considère que cette distance est mesurée, par rapport au train de charges mobiles, à partir de la première charge concentrée P_{FA} , soit celle qui correspond à la patte de levage à l'avant de la finisseuse.

Pour la conception des poutres, le concepteur doit tenir compte du fait que le train de charges mobiles et les autres charges de construction appliquées sur les coffrages en porte-à-faux (béton frais, poids propre des coffrages et charges sur les passerelles) induisent des effets de torsion dans les poutres de rive, entre les points de retenue latérale des semelles inférieure et supérieure. Ces effets de torsion doivent être combinés aux efforts de flexion verticale concomitants à la section à l'étude.

Dans le cas des ponts à dalle sur poutres de plus faible envergure, où la finisseuse automotrice n'est pas requise, le poids de l'équipement de finition usuel (règle vibrante) peut être négligé. Cependant, le concepteur doit tout de même considérer les effets de torsion induits dans les poutres de rive par les autres charges de construction appliquées sur les coffrages en porte-à-faux.

Il est à noter que le choix de l'équipement de finition à utiliser pour un projet donné n'appartient ni à l'entrepreneur ni au surveillant, mais bien au concepteur, qui doit le spécifier au devis spécial.

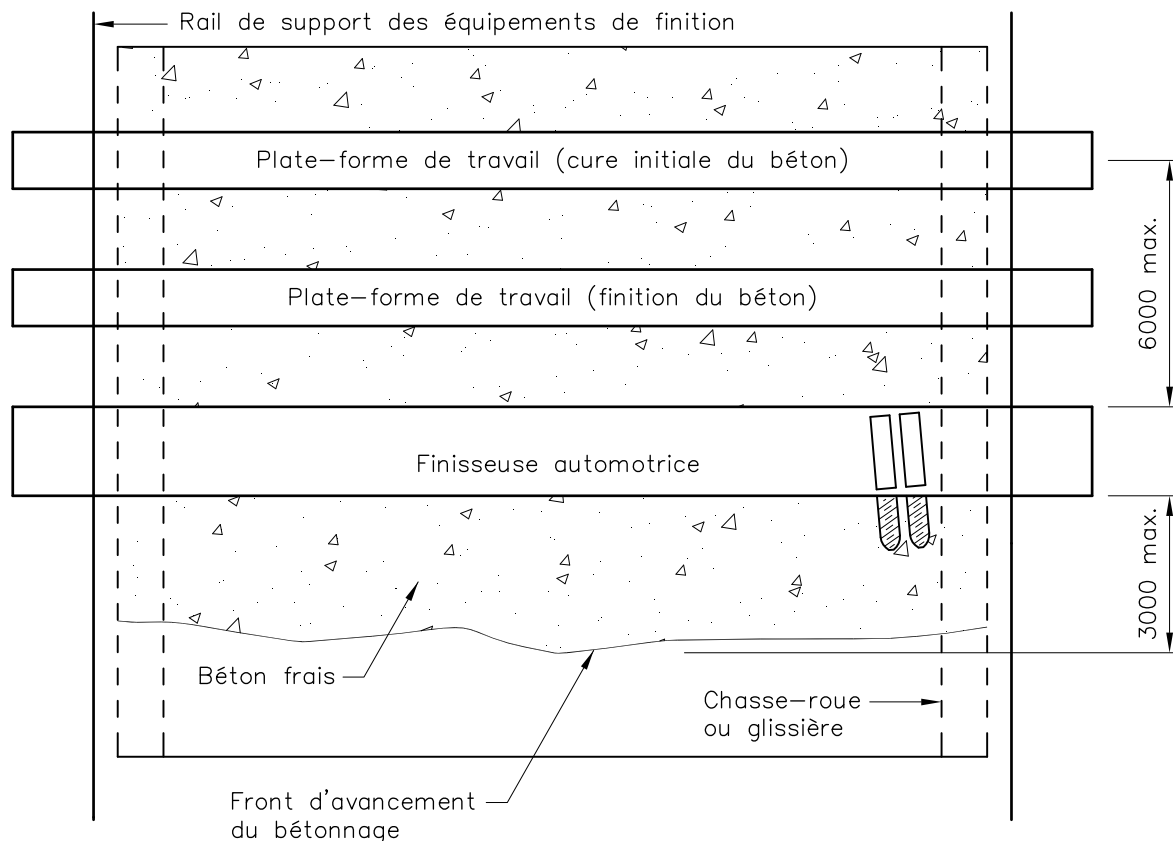


Figure 3.3-2 Disposition de la finisseuse automotrice et des plates-formes de travail

3.3.3 Surcharges de construction pendant la cure du béton de la dalle

Dans cette phase des travaux, pour les tabliers où la finisseuse automotrice et les plates-formes de travail doivent être utilisées, l'analyse des efforts doit inclure une surcharge de construction équivalente à deux plates-formes de travail, comme définies à la section 3.3.2.2 pour les travaux relatifs à la finition et la cure initiale du béton, une fois la mise en place du béton achevée.

Un train de deux charges mobiles d'intensité P_{PT} doit être appliqué sur chaque rail de support des équipements de finition, et positionné de façon à produire la sollicitation maximale de la section à l'étude. L'espacement entre ces deux charges P_{PT} doit être égal à l'espacement correspondant montré à la figure 3.3-3. Les efforts causés par ce train de deux charges mobiles ne doivent pas être inférieurs à ceux que produirait une surcharge de construction de 0,5 kPa sur toute la surface de la dalle à la fin du bétonnage. Les efforts découlant de l'un ou l'autre de ces deux cas de chargement doivent être combinés à ceux causés par les charges associées aux passerelles d'accès, de façon à obtenir la sollicitation maximale.

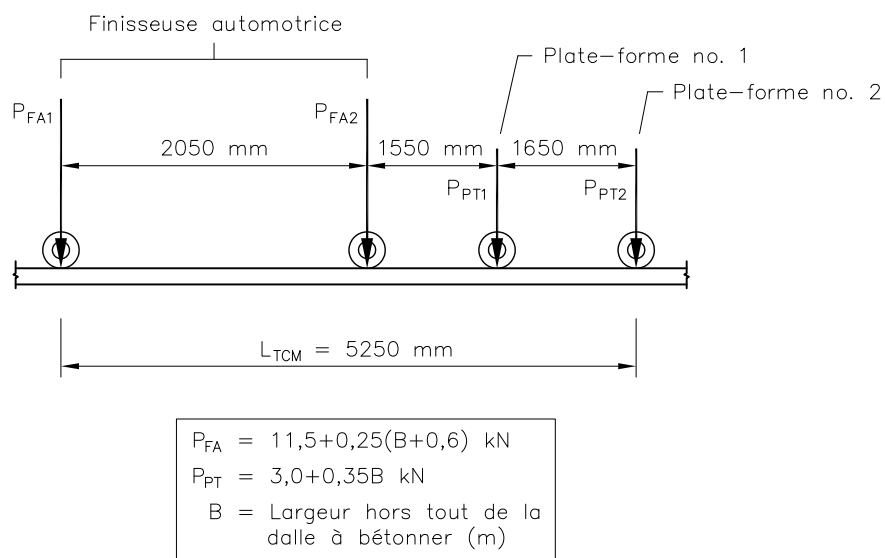


Figure 3.3-3 Train de charges mobiles sur un rail de support des équipements de finition, pour une finition de dalle avec la finisseuse automotrice

3.4 FORCES DES GLACES

3.4.1 Forces d'impact et forces dues à l'adhérence des glaces

Le calcul des forces d'impact et d'adhérence des glaces prescrit par la norme CAN/CSA-S6 doit être utilisé.

3.4.2 Forces statiques des glaces

Pour le calcul des forces statiques des glaces, les prescriptions suivantes doivent être utilisées en remplacement de celles indiquées à l'article 3.12.3 « Forces statiques des glaces » de la norme CAN/CSA-S6.

Si un champ de glace est soumis à des contraintes et à des déformations thermiques non uniformes attribuables à un gel non équilibré de chaque côté d'une pile, les forces résultantes exercées doivent être calculées de la façon suivante :

$$F = 245 K h^{0.5} \left(\frac{kN}{m} \right)$$

où

$$K = \left(1 + \frac{h}{3b} \right) \leq 2.57$$

h : épaisseur de la couverture de glace (m)

b : largeur de la zone de contact (m)

La force maximale à utiliser ne doit pas dépasser 184 kN/m.

3.5 AUTRES CHARGES

Les autres charges, leur combinaison ainsi que leur pondération à considérer dans la conception d'une structure sont regroupées dans le tableau 3.1 « Coefficients de pondération des charges et combinaisons de charges » de la norme CAN/CSA S6.

Lorsque des supports temporaires sont requis pour la réalisation de certains travaux et que la conception de ces derniers est laissée à l'entrepreneur, les plans de conception doivent indiquer leur localisation, la charge à reprendre ainsi que le tassement ou la flèche admissible, de façon à ce que l'élément supporté ne subisse pas de dommages en cours de réalisation des travaux.

Lorsque le support temporaire prend appui au sol, et selon l'envergure des supports, il peut être requis de fournir à l'entrepreneur les informations géotechniques pertinentes à cet effet.

S'il y a lieu, il faut préciser si le support temporaire doit accommoder les mouvements thermiques anticipés de la structure. La nécessité de concevoir le support à l'abri du gel doit être spécifiée.

CHAPITRE 4

CALCUL PARASISMIQUE

TABLE DES MATIÈRES

4.1	GÉNÉRALITÉS	4-1
4.2	CATÉGORIE D'IMPORTANCE	4-2
4.3	ANALYSE	4-3
4.3.1	Sections fissurées	4-3
4.3.2	Coefficients du site	4-3
4.3.3	Déplacement	4-4
4.4	EFFORTS À APPLIQUER AUX OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT (MURS ET CULÉES)	4-4
4.4.1	Efforts à considérer et pondérations	4-4
4.4.2	Pondération des charges gravitaires lors d'un séisme	4-5
4.4.3	Poussée latérale de sol	4-5
4.5	CONCEPTION STRUCTURALE DES UNITÉS DE FONDATION	4-6
4.5.1	Dimensionnement élastique	4-6
4.5.2	Efforts minimaux et maximaux	4-6
4.5.3	Coefficient de modification de réponse	4-7
4.5.4	Résistance nominale	4-7
4.5.5	Fondation à l'appui mobile	4-7
4.5.6	Armature transversale de confinement pour les poteaux rectangulaires	4-7
4.6	CONSIDÉRATIONS PARTICULIÈRES POUR LE CALCUL DES FONDATIONS	4-8
4.6.1	Utilisation des coefficients de tenue géotechnique ultime (ϕ_{gu})	4-8
4.6.2	Liquéfaction des sols	4-8
4.6.3	Limitation de l'excentricité	4-9

4.7	CONSIDÉRATIONS DIVERSES	4-9
4.7.1	Catégorie de performance sismique 1	4-9
4.7.2	Catégorie de performance sismique des culées	4-9
4.8	REPLACEMENT DE TABLIER ET AUTRES TRAVAUX	4-10
4.8.1	Remplacement de tablier	4-10
4.8.2	Autres travaux	4-10

FIGURE

Figure 4.5-1	Armature transversale de confinement pour les poteaux rectangulaires	4-8

Le texte des normes suivantes contient des exigences particulières ou des renseignements supplémentaires relatifs aux sujets traités dans le présent chapitre.

Tome III – Ouvrages d'art des normes du Ministère

Chapitre 2 Conception des ouvrages d'art
Section 2.4 Calcul parasismique

4.1 GÉNÉRALITÉS

Le calcul parasismique des différents éléments d'un ouvrage doit être conforme aux spécifications de la norme CAN/CSA-S6 « Code canadien sur le calcul des ponts routiers ».

Une analyse préliminaire relative aux incidences des exigences parasismiques est recommandée afin que l'envergure du projet soit évaluée dès le départ. Dans certains cas, cette analyse pourrait amener le concepteur à privilégier un ouvrage avec un tablier plus léger (poutres en acier comparativement aux poutres en béton).

Cette analyse peut également orienter le concepteur quant à la localisation des unités fixes (pile ou culée) puisque, selon le cas, il pourrait être avantageux de profiter de la possibilité de créer une rotule plastique dans les éléments de fondation. Cette orientation pourrait entraîner la nécessité de prévoir un joint de tablier supplémentaire. La rotule plastique devrait être localisée à un endroit facile à inspecter et à réparer.

La norme introduit l'utilisation d'une nouvelle approche de calcul lorsqu'il s'agit de procéder à la conception parasismique de certains ouvrages routiers. En plus de la conception basée sur la force, qui est utilisée depuis plusieurs années, il existe la conception basée sur la performance. Le concepteur doit garder à l'esprit que la conception basée sur la performance est une approche en élaboration et que certains ajustements pourraient devoir être apportés aux critères de performance dans le futur. Cette approche présente l'avantage de permettre un meilleur contrôle du comportement et de l'endommagement de l'ouvrage sous les différentes intensités sismiques. Cependant, elle ne devrait pas mener à une conception qui diverge fortement de ce que l'on obtiendrait en ayant recours à la conception basée sur la force. Pour cette raison, lorsque la conception basée sur la performance est utilisée, il est recommandé de faire une comparaison sommaire entre les résultats obtenus avec cette méthode et ceux qu'on obtient avec la méthode basée sur la force. Dans l'éventualité où surviendrait une divergence importante, l'ingénieur devrait utiliser son jugement afin de statuer sur la conception à privilégier.

Dans le but qu'une transition graduelle vers l'approche de la conception basée sur la performance soit effectuée, il est recommandé, lorsque le tableau 4.11 « Exigences relatives à la conception basée sur la performance (CBP) et à la conception basée sur la force (CBF) » de la norme CAN/CSA-S6 le prévoit, d'utiliser la conception basée sur la force.

Pour la conception des nouveaux ouvrages, à moins que ne soit faite la démonstration qu'une économie substantielle découlerait de l'utilisation d'isolateurs ou d'amortisseurs sismiques, il est recommandé de procéder à une conception sismique de façon traditionnelle à l'aide de mécanismes plastiques pour les unités de fondation.

La période de retour à utiliser pour l'ensemble des calculs parasismiques est maintenant de 2 475 ans, sauf s'il s'agit d'une conception basée sur la performance et pour l'analyse de la liquéfaction, lesquelles doivent être également vérifiées sous les périodes de retour de 475 ans et de 975 ans

Si l'isolation parasismique est privilégiée, l'ouvrage doit être conçu pour qu'il demeure essentiellement élastique sous un séisme ayant une période de retour de 2 475 ans. Ainsi, les dommages encourus doivent être mineurs et la réparation doit être envisageable sans poser d'entrave à la circulation, et ce, pour toutes les catégories d'importances sismiques. Toutefois, pour les joints et les appareils d'appui, les critères de performance de la norme s'appliquent.

L'analyse parasismique n'est pas requise pour la conception d'un pont temporaire.

4.2 CATÉGORIE D'IMPORTANCE

Aux fins de calcul parasismique, les définitions suivantes s'appliquent pour l'établissement de la catégorie d'importance de l'ouvrage. Cette catégorie doit être indiquée au plan d'ensemble.

Ponts essentiels

Les ponts essentiels sont de grands ouvrages uniques, emblématiques ou complexes, qui sont indispensables à l'intégrité du réseau de transport régional, à l'économie et à la sécurité de la région, qui représentent un investissement majeur et dont la réparation ou le remplacement exigeraient beaucoup de temps. Ces ponts ne sont pas reliés à la classification de la route, bien qu'ils se trouvent habituellement sur des routes importantes.

À moins d'indication contraire de la Direction générale des structures, les ponts essentiels sont localisés sur le Réseau stratégique en soutien au commerce intérieur (RSSCE), au-dessus de la voie maritime du Saint-Laurent ou sur une route représentant un lien unique dont le débit journalier moyen annuel (DJMA) est supérieur à 10 000. De plus, ils doivent satisfaire l'un des trois critères suivants :

- Pont dont au moins une travée a une longueur supérieure ou égale à 100 m;
- Pont dont la longueur totale du tablier est supérieure ou égale à 1 000 m;
- Pont dont la surface de tablier totale est supérieure ou égale à 10 000 m².

L'attribution de cette catégorie d'importance sismique doit être validée par la Direction générale des structures.

Ponts principaux

Les ponts principaux sont des ouvrages qui sont construits au-dessus d'une route nécessaire pour faciliter les interventions en cas d'urgence après un séisme ou qui en font partie, pour les besoins de sécurité, de défense et de reprise économique. Ces routes constituent des éléments importants du réseau de transport régional.

À moins d'indication contraire de la Direction générale des structures, les ponts qui ne sont pas déjà classifiés « ponts essentiels » doivent être classifiés « ponts principaux » s'ils répondent à l'une des conditions suivantes :

- Ponts sur le RSSCE;
- Ponts qui passent au-dessus d'une route du RSSCE;
- Ponts des bretelles d'échangeurs qui ne sont pas sur le RSSCE, mais qui donnent un accès immédiat à des routes du RSSCE (on vise ainsi les ponts qui permettent d'atteindre ou de quitter le RSSCE);
- Ponts qui passent au-dessus des bretelles d'échangeurs qui ne sont pas sur le RSSCE, mais qui donnent accès à des routes du RSSCE;
- Ponts qui enjambent une voie ferrée.

Ponts autres

À moins d'indication contraire de la Direction générale des structures, les ponts « autres » sont tous les ponts qui ne sont pas classifiés « ponts essentiels » ou « ponts principaux ».

4.3 ANALYSE

4.3.1 Sections fissurées

En se référant à l'article 4.5.1 « Généralités » de la norme CAN/CSA-S6 lors de la modélisation des sections en béton armé, pour le calcul des périodes et des effets des forces, on doit utiliser des sections fissurées. Pour le calcul des flèches, comme le précise cet article, on aura recours également à des sections fissurées.

4.3.2 Coefficients du site

Afin que la précision de l'article 4.4.3.3 « Coefficients du site » de la norme CAN/CSA-S6 soit améliorée, pour déterminer la valeur de $F(T)$, mais également les valeurs de $F(AHM)$ et $F(VMS)$, la valeur de AHM_{ref} à utiliser dans les tableaux 4.2 à 4.9 de la norme CAN/CSA-S6 doit être de $0,8 \times AHM$ si le rapport $S_a(0,2)/AHM < 2,0$. Autrement, la valeur d' AHM_{ref} doit être prise égale à AHM .

4.3.3 Déplacement

Dans le cas d'une conception basée sur la force, les déplacements doivent être déterminés à l'aide d'un coefficient de modification de réponse d'une valeur (R) de 1,0 et d'un facteur d'importance (I_e) de 1,0.

4.4 EFFORTS À APPLIQUER AUX OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT (MURS ET CULÉES)

4.4.1 Efforts à considérer et pondérations

Au moment de la conception des ouvrages de soutènement ayant une catégorie de performance sismique de 2 ou 3, la poussée latérale dynamique du sol lors d'un séisme (P_{ae}), la force d'inertie de la fondation (P_{ir}) et la réaction horizontale provenant du tablier (Tab) doivent être prises en compte au moment du dimensionnement. Comme indiqué à l'article C4.6.5 « *Seismic forces on abutments and retaining walls* » de la norme CSA/CAN-S6, la superposition de l'ensemble de ces forces de façon simultanée est trop conservatrice puisque celles-ci n'agissent pas de façon simultanée. Ainsi, les combinaisons suivantes entre ces forces doivent être effectuées en l'absence d'une analyse plus poussée considérant l'interaction entre celles-ci :

A) Culées des ponts d'une travée et murs de soutènement

- 1) $1,0P_{ae} + 0,5P_{ir} + 0,5Tab$
- 2) $0,5P_{ae}^* + 1,0P_{ir} + 0,5Tab$
- 3) $0,5P_{ae}^* + 0,5P_{ir} + 1,0Tab$

où

P_{ae} = La poussée latérale dynamique du sol, y compris la poussée active pondérée avec un coefficient de 1,0

Tab = La réaction horizontale provenant du tablier

P_{ir} = $k_h \times W$

k_h = Coefficient horizontal d'accélération sismique

W = Le poids de l'unité de fondation (W_F), y compris le poids du sol qui participe à la stabilité de la fondation (W_S^{**}) (voir figure C4.12 « *The M-O solution* » du commentaire de la norme CAN/CSA-S6)

* Les efforts produits par la charge $0,5P_{ae}$ ne doivent pas être inférieurs à ceux produits par la poussée active pondérée avec un coefficient de 1,25.

** Les efforts produits par la charge W_S ne doivent pas être considérés pour la conception structurale du mur de front et du garde-grève des culées et de la portion verticale des murs de soutènement en porte-à-faux en béton armé.

Pour l'analyse dans la direction longitudinale des ponts à travée simple, l'utilisation de la force minimale de liaison entre la superstructure et la sous-structure indiquée à l'article 4.4.10.1 « Généralités » de la norme CAN/CSA-S6 est applicable pour la conception de la liaison (y compris la rupture du béton au pourtour des ancrages), mais est jugée trop contraignante pour la conception des culées. Il est recommandé d'utiliser, comme réaction horizontale provenant du tablier (Tab), la charge permanente tributaire à la culée dans la direction longitudinale, multipliée par $F(AHM) \times AHM$.

B) Culées des ponts à plusieurs travées

Pour les ponts à plusieurs travées, l'analyse sismique doit tenir compte du poids propre de l'unité de fondation. Les combinaisons à effectuer sont les suivantes :

- 1) $1,0P_{ae} + 0,5W_s^{**} \times k_h + 0,5 (\text{Tab} + \text{Culée})$
- 2) $0,5P_{ae}^* + 1,0W_s^{**} \times k_h + 1,0 (\text{Tab} + \text{Culée})$

où

Culée = Effet sismique de la masse de la culée

* Les efforts produits par la charge $0,5 P_{ae}$ ne doivent pas être inférieurs à ceux produits par la poussée active pondérée avec un coefficient de 1,25.

** Les efforts produits par la charge W_s ne doivent pas être considérés pour la conception structurale du mur de front et du garde-grève des culées.

4.4.2 Pondération des charges gravitaires lors d'un séisme

Pour la conception des culées et des murs de soutènement lors d'un séisme, les pondérations α_D de 0,8 au minimum et de 1,25 au maximum indiquées au tableau 3.3 « Charges permanentes : valeurs maximales et minimales des coefficients de pondération des charges » de la norme CSA/CAN-S6 ne doivent pas être appliquées au poids propre du remblai et de l'élément de fondation. Ces composantes doivent être pondérées à 1,0.

4.4.3 Poussée latérale de sol

Pour la conception des fondations, le calcul de la poussée de sol relative aux effets sismiques peut se faire en utilisant la méthode simplifiée « Mononobe-Okabe (M-O) » lorsque les critères spécifiés aux commentaires de la norme à l'article C4.6.5 sont respectés. Contrairement à ce qui est indiqué à l'article C4.6.5 « *Seismic forces on abutments and retaining walls* » du commentaire de la norme CAN/CSA S6-14, l'utilisation de la méthode de M-O est permise pour la conception d'un élément de fondation d'une hauteur supérieure à 6 m, à condition que l'inclinaison du sol derrière le mur soit inférieure ou égale à 20° et que le coefficient d'accélération horizontale (k_h) soit inférieur ou égal à 0,2.

Si l'élément de fondation peut se déplacer, il est recommandé d'utiliser une valeur de $k_h = k_{h0}/2$, comme indiqué à la section « *Walls capable of moving 25 to 50 mm* » de l'article C4.6.5 « *Seismic forces on abutments and retaining walls* » du commentaire de la norme CSA/CAN-S6. Cette valeur réduite doit également être utilisée comme valeur de k_h à la figure C4.12 « *The M-O solution* » de la norme pour le calcul de la force d'inertie provenant de l'élément de fondation.

Tout comme la méthode de Mononobe-Okabe, la méthode « *Generalized limit equilibrium* » (GLE) et la méthode Newmark sont des méthodes simplifiées et elles ne peuvent être utilisées que dans certaines situations. Lorsque les analyses simplifiées ne sont pas applicables, une analyse dynamique comprenant les interactions sol-structure est à privilégier.

4.5 CONCEPTION STRUCTURALE DES UNITÉS DE FONDATION

4.5.1 Dimensionnement élastique

Contrairement à ce qui est indiqué à l'article 4.4.7.2 « Coefficients de modification de réponse » de la norme CAN/CSA-S6, qui exige une valeur minimale de $R = 2$, le dimensionnement d'un ouvrage de façon élastique, c'est-à-dire en utilisant une valeur de $R = 1$, est acceptable à condition qu'il n'implique pas de coûts supplémentaires importants pour la construction de l'ouvrage. Cependant, un comportement ductile est préférable dans toutes les directions.

Dans le cas d'un dimensionnement élastique avec la méthode de conception basée sur la force, une valeur de $I_E = 1,0$ doit être utilisée pour les ponts de catégorie d'importance sismique « principal » et « autres ».

Dans le but d'éviter les ruptures fragiles (principalement en cisaillement pour les éléments de fondation et à la connexion entre les pieux et la semelle), les efforts pour la vérification des modes de rupture fragile doivent être majorés par 1,5.

4.5.2 Efforts minimaux et maximaux

À l'égard de l'article 4.4.10.4.2 « Forces sismiques modifiées de calcul pour la conception basée sur la force » de la norme CAN/CSA-S6, il faut noter qu'afin d'assurer une rupture ductile et un contrôle de l'endommagement par la rotule plastique, les éléments à capacité protégée doivent être dimensionnés pour que les résistances pondérées soient égales ou supérieures aux effets maximaux des forces pouvant se développer dans les éléments ductiles qui atteignent leur résistance probable. Dans l'éventualité où l'application de cette exigence impliquerait des coûts supplémentaires importants pour la construction de l'ouvrage, une méthode alternative permise consiste à utiliser les forces de calcul élastique avec $R = 1$ et $I_E = 1$, mais en majorant celles-ci par 1,5 pour la vérification des modes de rupture fragile, comme spécifié à l'article 4.5.1 « Dimensionnement élastique » du présent manuel.

Afin de ne pas surdimensionner l'ouvrage, il n'est pas recommandé de dimensionner les éléments à capacité protégée pour des efforts largement supérieurs à ceux développant la rotule plastique de l'élément de fondation, comme l'utilisation systématique des forces de calcul élastiques obtenues avec $R = 1$ et $I_E = 1$.

4.5.3 Coefficient de modification de réponse

La valeur de $R=5$ indiquée au tableau 4.17 « Coefficients de modifications de réponse, R , pour des éléments de la sous-structure calculés et détaillés conformément aux articles 4.7 et 4.8 » de la norme CAN/CSA-S6 s'applique à la direction longitudinale ainsi qu'à la direction transversale, pour les chevêtres à poteaux multiples.

4.5.4 Résistance nominale

Aux articles 4.4.10.3.2 « Forces sismiques modifiées de calcul pour la conception basée sur la force » et 4.4.10.4.3 « Mécanismes de plastification et forces de calcul dans les sous-structures ductiles » de la norme CAN/CSA-S6, lorsqu'il est question de la résistance nominale utilisée pour le calcul de la résistance probable, il faut employer la résistance nominale prévue en flexion en se basant sur les valeurs des matériaux prévus, $f_{y,e}$ et f'_{ce} , indiquées à l'article 4.7.2 « Résistance en flexion pour le calcul » de la norme.

Dans le cas d'une conception basée sur la performance pour une catégorie de performance sismique 2, la résistance probable indiquée à l'article 4.4.10.3.2 « Forces sismiques modifiées de calcul pour la conception basée sur la force » de la norme doit être utilisée.

4.5.5 Fondation à l'appui mobile

Lors de la conception des unités de fondation aux appuis mobiles, il est important de ne pas négliger les efforts que le tablier transfère aux unités de fondation par l'entremise de la friction au niveau de l'appareil d'appui ou par la rigidité de l'appareil d'appui.

4.5.6 Armature transversale de confinement pour les poteaux rectangulaires

Contrairement à ce qui est indiqué à l'article 4.7.5.2.5 « Armature transversale de confinement aux zones de rotule plastique » de la norme CAN/CSA-S6, on ne doit pas calculer A_{sh} pour les deux axes principaux d'un poteau rectangulaire puis utiliser la valeur la plus grande. On doit plutôt utiliser la valeur requise pour chaque direction, en conformité avec les modalités présentées à la figure 4.5.1 du présent manuel.

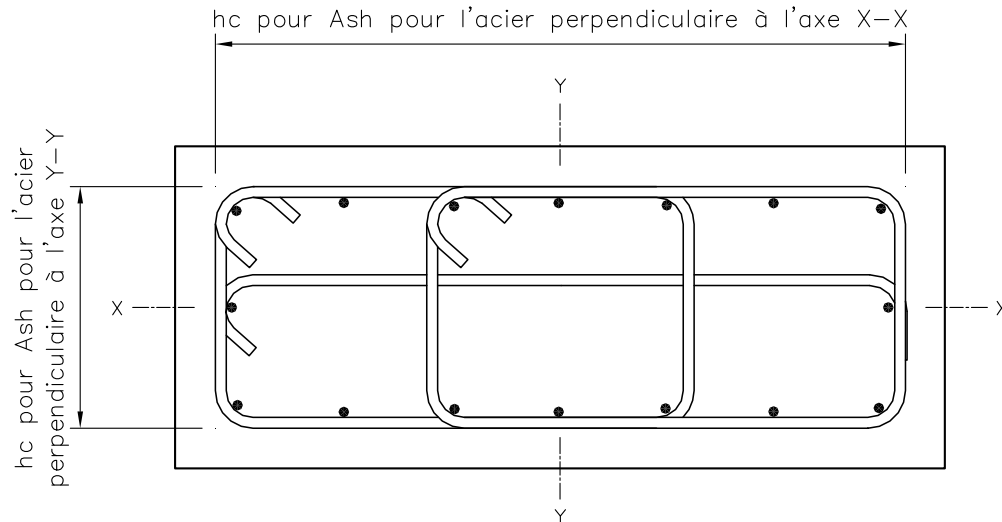


Figure 4.5-1 Armature transversale de confinement pour les poteaux rectangulaires

4.6 CONSIDÉRATIONS PARTICULIÈRES POUR LE CALCUL DES FONDATIONS

4.6.1 Utilisation des coefficients de tenue géotechnique ultime (ϕ_{gu})

Pour les vérifications géotechniques impliquant l'utilisation du coefficient de tenue géotechnique ultime ϕ_{gu} , dans le cadre d'une conception basée sur la performance, les valeurs de ϕ_{gu} du chapitre 6 « Fondations et systèmes géotechniques » de la norme CAN/CSA-S6 doivent être employées pour les vérifications sous un séisme de 975 ans; dans le cas des ponts « essentiels » et de 475 ans dans le cas des ponts « principal » et ponts « autres ». Sous une récurrence sismique de 2 475 ans, les trois catégories d'importance sismique de structure doivent être vérifiées en utilisant une valeur de $\phi_{gu} = 1$.

Dans le cas d'une conception basée sur la force, les vérifications géotechniques impliquant l'utilisation du coefficient de tenue géotechnique ultime ϕ_{gu} se limitent à être faites sous une récurrence de 2 475 ans à l'aide d'une valeur $\phi_{gu} = 1$.

4.6.2 Liquéfaction des sols

Dans le cas d'une conception basée sur la performance, l'ingénieur doit vérifier l'incidence de la liquéfaction sur les structures pour les trois récurrences sismiques et s'assurer que la structure respecte les critères de performance du tableau 4.16 « Critères de performance » de la norme CSA/CAN-S6.

Dans le cas de la conception basée sur la force, les vérifications sont généralement réalisées uniquement sous une récurrence de 2 475 ans, et aucun critère de performance permettant des défaillances contrôlées de la structure n'est défini. Concevoir la structure pour que celle-ci reste pleinement fonctionnelle sous un séisme de 2 475 ans apparaît trop conservateur. Ainsi, il est demandé que la structure, en fonction de sa catégorie d'importance sismique, respecte les mêmes critères que ceux appliqués dans le cadre d'une conception basée sur la performance, sous les trois récurrences sismiques.

4.6.3 Limitation de l'excentricité

En l'absence d'une analyse plus poussée, l'excentricité de la résultante des forces sismiques qui s'exercent sur une fondation, de la manière montrée à la figure 6.4 « Limite de l'excentricité » de la norme CAN/CSA-S6, ne doit pas être supérieure à 0,40 fois la dimension de la semelle dans la direction de l'excentricité étudiée.

4.7 CONSIDÉRATIONS DIVERSES

4.7.1 Catégorie de performance sismique 1

Comme il est indiqué à l'article 4.6.1 « Généralités » de la norme CAN/CSA-S6, pour la conception des ouvrages d'une catégorie de performance sismique 1, il n'est pas requis que les articles 4.6.2 « Méthodes d'analyse » à 4.6.6 « Liquéfaction des sols de fondation » de la norme soient satisfaits. Ainsi, la conception des unités de fondation ne doit pas prendre en compte l'augmentation des efforts induits par les séismes et aucune analyse de liquéfaction n'est requise.

Les efforts utilisés pour concevoir les dispositifs d'assemblage ne doivent pas être pris en compte dans la conception de l'unité de fondation.

Les murs de soutènement ayant une accélération de la réponse spectrale de calcul à 0,2 seconde, $S(0,2)$, inférieure à 0,20 sont considérés comme étant de catégorie de performance sismique 1, à moins qu'ils ne participent à la stabilité d'un pont de type « essentiel ».

4.7.2 Catégorie de performance sismique des culées

Pour déterminer la catégorie de performance sismique des culées pour les ponts à une travée, il faut considérer, dans le tableau 4.10 « Catégorie de performance sismique établie en fonction des valeurs spectrales pour une période de retour de 2 475 ans » de la norme CAN/CSA-S6, que la période (T) de la structure est inférieure à 0,5 seconde, à moins qu'une analyse ne démontre qu'elle est supérieure à 0,5 seconde.

4.8 REMPLACEMENT DE TABLIER ET AUTRES TRAVAUX

4.8.1 Remplacement de tablier

Pour les projets de remplacement de tablier de l'ensemble des ponts à une travée et pour les ponts à plusieurs travées ayant une catégorie de performance sismique 1, l'analyse parasismique est limitée à la longueur d'assise minimale, aux systèmes de retenue du tablier aux unités de fondation et aux diaphragmes d'extrémité.

Pour les autres ponts que ceux mentionnés ci-dessus, une analyse de faisabilité et une analyse des coûts inhérents à la réhabilitation du volet parasismique doivent être effectuées afin d'établir, avec la Direction générale des structures, le type d'intervention à prévoir. Il est à noter qu'il n'est pas requis que la structure atteigne la catégorie d'importance souhaitée.

Il faut s'assurer de ne pas affaiblir la structure du point de vue sismique par rapport aux conditions qui prévalaient avant la réfection. À cet effet, il est entre autres recommandé que la masse du nouveau tablier soit inférieure à celle du tablier existant.

4.8.2 Autres travaux

Dans le cadre de travaux de réparation prévus sur la structure, il serait opportun de corriger une longueur d'appui minimale insuffisante ou un système de retenue insuffisant lorsque ces interventions peuvent s'intégrer facilement aux travaux prévus et qu'elles n'augmentent pas leur ampleur de façon importante.

CHAPITRE 5

MÉTHODES D'ANALYSE

TABLE DES MATIÈRES

5.1	GÉNÉRALITÉS	5-1
5.2	MÉTHODE STATIQUE	5-2
5.3	MÉTHODE SIMPLIFIÉE	5-4
5.4	MÉTHODE RAFFINÉE	5-12

Le texte des normes suivantes contient des exigences particulières ou des renseignements supplémentaires relatifs aux sujets traités dans le présent chapitre.

Tome III – Ouvrages d'art des normes du Ministère

Chapitre 2 Conception des ouvrages d'art
Section 2.5 Méthodes d'analyse

5.1 GÉNÉRALITÉS

La surcharge routière décrite au chapitre 3 doit être répartie transversalement sur le tablier du pont en respectant le gabarit d'encombrement montré à la figure 3.2 « Camion CL-W » de la norme CAN/CSA-S6 « Code canadien sur le calcul des ponts routiers ». La surcharge routière correspond soit à la charge du camion CL-625, à laquelle est ajoutée une majoration due à l'amplification dynamique (article 3.8.4.5 « Coefficient de majoration dynamique » de la norme CAN/CSA-S6), soit à la surcharge de voie sans amplification dynamique.

Aux fins de calcul aux états limites ultimes et à l'état limite d'utilisation (combinaison n° 1), la surcharge routière doit être positionnée transversalement à l'intérieur de chaque voie de calcul, de façon à produire la sollicitation maximale. La surcharge routière à considérer est la charge du camion CL-625 ou la surcharge de voie, selon celle qui produit la sollicitation maximale. La largeur des voies de calcul dépend de la largeur de la voie carrossable du pont comme définie à l'article 3.8.2 « Voies de calcul » de la norme CAN/CSA-S6. La probabilité que plus d'une voie de circulation puisse être chargée simultanément est prise en compte par l'application d'un facteur de modification des charges R_L , comme défini au tableau 3.6 « Facteurs de modification des charges selon le nombre de voies chargées » de la norme CAN/CSA-S6.

Aux fins de calcul à l'état limite de fatigue et à l'état limite d'utilisation (combinaison n° 2), la surcharge routière est fixée à un seul camion placé au centre de la voie de circulation produisant l'effet le plus défavorable pour l'élément considéré. La surcharge de voie ne doit pas être prise en compte. Les voies de circulation correspondent aux voies marquées sur la surface de roulement du tablier et qui sont destinées à la circulation d'une seule file de véhicules. Pour prévenir d'éventuels changements sur le plan de la fonctionnalité de l'ouvrage (configuration des voies), il faut étudier les deux scénarios suivants et retenir le plus défavorable pour la vérification de ces états limites au moment de la conception de l'ouvrage :

- Scénario 1 : positionner la surcharge selon les voies de calculs
- Scénario 2 : positionner la surcharge selon les voies de circulation marquées sur la surface

La fraction de la charge de camion applicable à un élément (communément appelée facteur d'essieu) dépend du système structural (type d'ossature), du platelage et de la méthode d'analyse utilisée.

Trois méthodes d'analyse distinctes peuvent être utilisées dans les limites que chacune impose, selon le niveau de complexité de la structure à analyser :

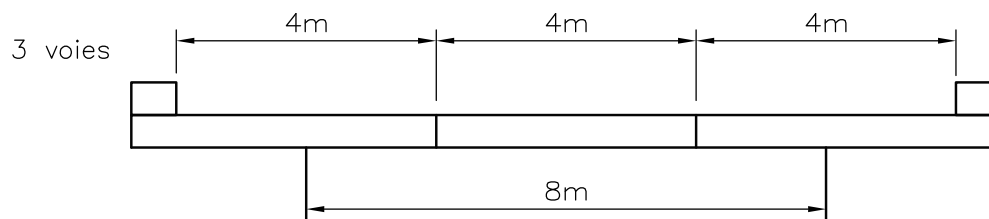
- méthode statique;
- méthode simplifiée;
- méthode raffinée.

5.2 MÉTHODE STATIQUE

Si la structure à analyser n'est composée que de deux membrures principales, on doit utiliser la méthode statique. Cette méthode considère le platelage comme une membrure formée d'éléments simplement appuyée sur les poutres.

L'exemple 1 présente l'application de la méthode statique.

Exemple 1 Tablier à deux poutres maîtresses

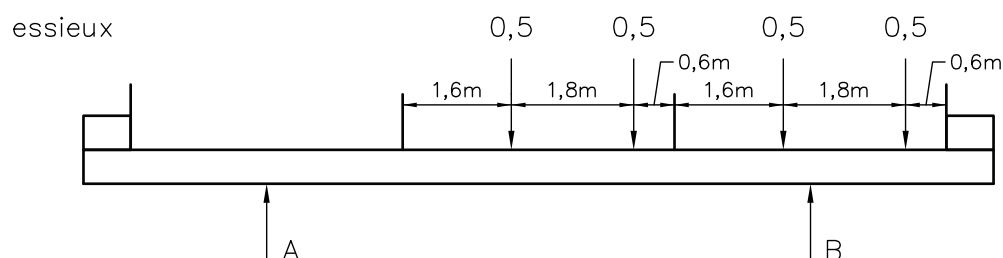


Note : bien que la largeur de la voie carrossable implique une vérification pour $n = 2$ ou 3 voies de calcul, le cas avec deux voies ne gouverne pas et n'est pas présenté dans cet exemple.

États limites ultimes (ÉLUL) et état limite d'utilisation (ÉLUT) combinaison n° 1 :

2 voies chargées

Note : le cas avec une seule voie chargée ne gouverne pas et n'est pas présenté dans cet exemple.

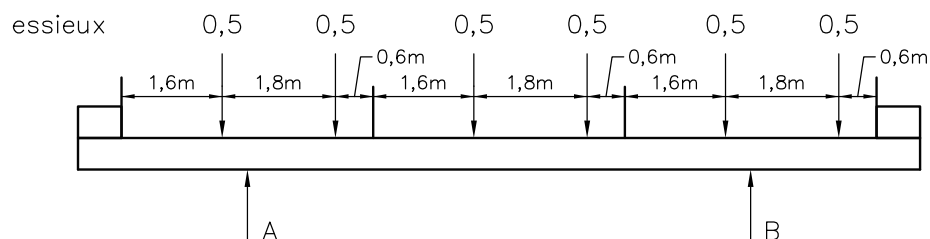


$$\sum M_A = 8 \cdot B + (-3,6 \cdot 0,5 - 5,4 \cdot 0,5 - 7,6 \cdot 0,5 - 9,4 \cdot 0,5) \cdot R_L = 0$$

$$B = 1,625 \cdot R_L = 1,625 \cdot 0,9$$

$$B = 1,463$$

3 voies chargées



$$\sum M_A = 8 \cdot B + (0,4 \cdot 0,5 - 1,4 \cdot 0,5 - 3,6 \cdot 0,5 - 5,4 \cdot 0,5 - 7,6 \cdot 0,5 - 9,4 \cdot 0,5) \cdot R_L = 0$$

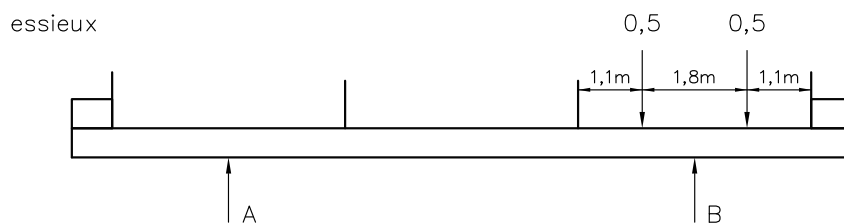
$$B = 1,6875 \cdot R_L = 1,6875 \cdot 0,8$$

$$B = 1,350$$

État limite de fatigue (ÉLF) et état limite d'utilisation (ÉLUT) combinaison n° 2 :

1 seule voie chargée

Note : Le chargement de la voie du centre ne gouverne pas et n'est pas présenté dans cet exemple.



$$\sum M_A = 8 \cdot B - 7,1 \cdot 0,5 - 8,9 \cdot 0,5 = 0$$

$$B = 1,000$$

Tableau résumé des facteurs d'essieux pour l'exemple n° 1

	Moment fléchissant et effort tranchant
ÉLUL / ÉLUT n° 1	1,463
ÉLF / ÉLUT n° 2	1,000

5.3 MÉTHODE SIMPLIFIÉE

Si la structure à analyser est composée d'au moins trois poutres longitudinales ou constituée d'une dalle épaisse, on peut utiliser la méthode simplifiée pour le calcul du facteur d'essieu (fraction de charge de camion, F_t , comme défini dans la norme CAN/CSA-S6). Toutefois, le pont doit satisfaire certains critères spécifiés à l'article 5.6.2 « Conditions d'utilisation de l'analyse des charges permanentes et des surcharges » de la norme CAN/CSA-S6. On y mentionne notamment que pour les tabliers à dalle sur poutres, la partie de la dalle en porte-à-faux doit être inférieure à 60 % de l'espacement des poutres, sans toutefois excéder 1 800 mm.

Conformément à l'article 5.6.4.1 « Effets longitudinaux » de la norme CAN/CSA-S6, le nombre de voies, n , à considérer pour tous les états limites doit correspondre à la valeur maximale donnée à l'article 3.8.2 « Voies de calcul ». À noter que cette exigence ne s'applique pas si la méthode statique ou une méthode raffinée est employée.

Comme spécifié à l'article 5.6.4.7 « Flèche » de la norme CAN/CSA-S6, le facteur d'essieu calculé à l'ÉLF est applicable à l'ÉLUT (combinaison n° 2).

La méthode simplifiée est basée sur des formules empiriques décrites aux articles 5.6.4 « Exigences générales pour l'analyse des surcharges » à 5.6.9 « Analyse des surcharges des ponts à poutres jointes en cisaillement » de la norme CAN/CSA-S6. La répartition transversale des surcharges fait intervenir la notion de répartition dite moyenne sur les poutres (nR_L/N) ou sur les segments de dalle (nR_L/B_e), et elle est déterminée en fonction de la portée (L ou L_e), de l'espacement des poutres (S), du nombre de poutres (N), de la position des poutres (intérieure ou extérieure), de la largeur totale du pont (B), du type de platelage et du nombre de voies (n) pouvant être chargées.

Il est à noter que les équations pour le calcul du facteur d'essieu ne sont pas les mêmes pour les moments fléchissants et les efforts tranchants. De plus, pour un même type d'effort (flexion ou cisaillement), le facteur d'essieu applicable à l'ÉLUL / ÉLUT (combinaison n° 1) est différent de celui applicable à l'ÉLF / ÉLUT (combinaison n° 2).

Pour les ponts à dalle sur poutres, l'ingénieur doit calculer le facteur d'essieu des poutres intérieures et extérieures et appliquer, selon son jugement, le facteur d'essieu le plus élevé (critique) à l'ensemble des poutres.

Dans les cas des ponts à travées continues, la méthode simplifiée peut être employée en affectant un facteur d'essieu différent pour les zones de moments positifs et les zones de moments négatifs définies en fonction d'une longueur équivalente L_e . Aux fins de calcul de L_e , les zones de moments négatifs et positifs sont illustrées sur la figure 5.1 « Portée pour la méthode de la poutre équivalente » de la norme CAN/CSA-S6.

Pour les ponts en biais, les efforts obtenus doivent être multipliés par un coefficient de biais F_s , comme décrit aux articles 5.6.5.2 et 5.6.6.2 « Ponts en biais » de la norme CAN/CSA-S6. Ce coefficient est différent selon le type d'effort considéré, et il varie selon la localisation (position transversale et longitudinale) de la section étudiée.

Les expressions ci-dessous permettent de déterminer l'effort pondéré causé par la surcharge routière dans une poutre ou un segment de dalle au moyen de la méthode simplifiée :

$$M_{\phi L} = M_T F_T F_s (1 + I) \alpha_L$$

$$V_{\phi L} = V_T F_T F_s (1 + I) \alpha_L$$

où

M_T = Moment longitudinal produit par une voie de surcharge CL-W

V_T = Cisaillement longitudinal produit par une voie de surcharge CL-W

F_T = Fraction de charge de camion (facteur d'essieu)

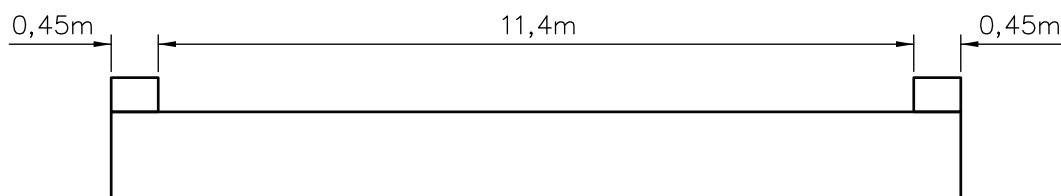
F_s = Coefficient de biais selon les articles 5.6.5.2 et 5.6.6.2 « Ponts en biais » de la norme CAN/CSA-S6

I = Coefficient de majoration dynamique selon l'article 3.8.4.5 « Coefficient de majoration dynamique » de la norme CAN/CSA-S6

α_L = Coefficient de pondération des surcharges selon le tableau 3.1 « Coefficients de pondération des charges et combinaisons de charges » de la norme CAN/CSA-S6

Les exemples suivants présentent l'application de la méthode simplifiée.

Exemple 2 Pont à dalle épaisse sur appuis simples



Données : Portée : 12,0 m
Biais : 0°

Nombre de voies : $n = 2$ ou 3

Selon l'article 5.6.4.1 « Effets longitudinaux » de la norme CAN/CSA-S6, il faut retenir la valeur la plus élevée pour les calculs :

$n = 3$ avec $R_L = 0,8$

Largeur du tablier : $B = B_e = 12,3$ m

Classe de la route : Classe A (selon l'article 1.4.2.2 « Classe de route » de la norme CAN/CSA-S6)

États limites ultimes (ÉLUL) et état limite d'utilisation (ÉLUT) combinaison n° 1 :

Selon l'article 5.6.4.2 « Ponts de type dalle » de la norme CAN/CSA-S6 :

$$F_T = \frac{B}{B_e D_T (1 + \mu \lambda)} \geq 1,05 \frac{n R_L}{B_e}$$

où

$$\mu = \frac{W_e - 3,3}{0,6} = \frac{11,4/3 - 3,3}{0,6} = 0,833 \leq 1,0$$

On peut déterminer les valeurs de D_T et λ à partir des tableaux 5.1 « D_T et λ pour les moments dans les ponts à dalle évidée et les ponts à dalle – parties intérieures et extérieures pour les classe de route A et B » et 5.2 « D_T et λ pour le cisaillement dans les ponts à dalle évidée et les ponts à dalle – parties intérieures et parties extérieures pour les classe de route A et B » de la norme :

En flexion :

$$D_T = 4,5 - \frac{4,5}{L_e} = 4,5 - \frac{4,5}{12} = 4,125 \geq 3,1$$

$$\lambda = 0,15 - \frac{0,3}{L_e} = 0,15 - \frac{0,3}{12} = 0,125$$

$$F_T = \frac{12,3}{12,3 \cdot 4,125 \cdot (1 + 0,833 \cdot 0,125)} = 0,220 \geq 1,05 \cdot \frac{3 \cdot 0,8}{12,3} = 0,205$$

$$F_T = 0,220$$

En cisaillement :

$$D_T = 2,35 + 0,35\sqrt{L_e} = 2,35 + 0,35\sqrt{12} = 3,562$$

$$\lambda = 0$$

$$F_T = \frac{12,3}{12,3 \cdot 3,562 \cdot (1 + 0,833 \cdot 0)} = 0,281 \geq 1,05 \cdot \frac{3 \cdot 0,8}{12,3} = 0,205$$

$$F_T = 0,281$$

État limite de fatigue (ÉLF) et état limite d'utilisation (ÉLUT) combinaison n° 2 :

Selon l'article 5.6.4.2 « Ponts de type dalle » de la norme CAN/CSA-S6 :

$$F_T = \frac{B}{B_e D_T (1 + \mu \lambda)} \geq \frac{1,05}{B_e}$$

où

$$\mu = 0,833$$

On peut déterminer les valeurs de D_T et λ à partir des tableaux 5.1 « D_T et λ pour les moments dans les ponts à dalle évidée et les ponts à dalle – parties intérieures et extérieures pour les classe de route A et B » et 5.2 « D_T et λ pour le cisaillement dans les ponts à dalle évidée et les ponts à dalle – parties intérieures et parties extérieures pour les classe de route A et B » de la norme :

En flexion :

$$D_T = 11,0 - \frac{14,5}{\sqrt{L_e}} = 11,0 - \frac{14,5}{\sqrt{12}} = 6,814 \geq 4,20$$

$$\lambda = 0,15 - \frac{0,4}{L_e} = 0,15 - \frac{0,4}{12} = 0,117$$

$$F_T = \frac{12,3}{12,3 \cdot 6,814 \cdot (1 + 0,833 \cdot 0,117)} = 0,134 \geq \frac{1,05}{12,3} = 0,085$$

$$F_T = 0,134$$

En cisaillement :

$$D_T = 3,2 + 0,1L_e = 3,2 + 0,1 \cdot 12 = 4,4$$

$$\lambda = 0$$

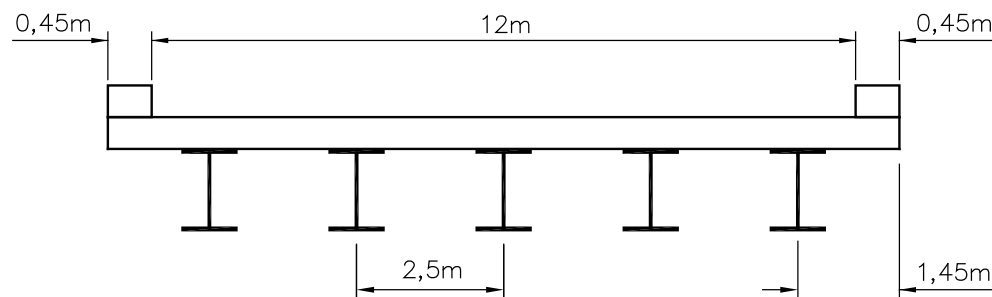
$$F_T = \frac{12,3}{12,3 \cdot 4,4 \cdot (1 + 0,833 \cdot 0)} = 0,227 \geq \frac{1,05}{12,3} = 0,085$$

$$F_T = 0,227$$

Tableau résumé des facteurs d'essieux pour l'exemple n° 2

	Moment fléchissant	Effort tranchant
ÉLUL / ÉLUT n° 1	0,220	0,281
ÉLF / ÉLUT n° 2	0,134	0,227

Exemple 3 Pont à dalle sur poutres



Données :

Portée : 24 m

Largeur de voie carrossable : $W_c = 12$ m

Biais : 0°

Nombre de voies : $n = 2$ ou 3

Selon l'article 5.6.4.1 « Effets longitudinaux » de la norme CAN/CSA-S6, il faut retenir la valeur la plus élevée pour les calculs :

$n = 3$ avec $R_L = 0,8$

Espacement des poutres : $S = 2,5$ m

Longueur du porte-à-faux : $S_c = 1,45$ m

Nombre de poutres : $N = 5$

Classe de la route : Classe A (selon l'article 1.4.2.2 « Classe de route » de la norme CAN/CSA-S6)

États limites ultimes (ÉLUL) et état limite d'utilisation (ÉLUT) combinaison n° 1 :

Selon l'article 5.6.4.3 « Ponts de type poutre » de la norme CAN/CSA-S6 :

$$F_T = \frac{S}{D_T \gamma_c (1 + \mu \lambda)} \geq 1,05 \frac{n R_L}{N}$$

où

$$\mu = \frac{W_e - 3,3}{0,6} = \frac{12/3 - 3,3}{0,6} = 1,167 \leq 1,0$$

$$\mu = 1,0$$

On peut déterminer les valeurs de D_T et λ à partir des tableaux 5.3 « Coefficients D_T , λ , γ_c et γ_e pour les ponts à dalle sur poutres dans le cas des classes de route A et B » 5.5 « Coefficients γ_c pour les poutres extérieures des ponts à dalle sur poutres pour les moments » et 5.6 « Coefficients γ_c pour les poutres intérieures et extérieures des ponts à dalle sur poutres pour le cisaillement » de la norme CAN/CSA-S6 :

En flexion :

Poutre intérieure :

$$D_T = 4,60 - \frac{5,30}{\sqrt{L_e + 5}} = 4,60 - \frac{5,30}{\sqrt{24 + 5}} = 3,616 \geq 2,80$$

$$\lambda = 0,10 - \frac{0,25}{L_e} = 0,10 - \frac{0,25}{24} = 0,0896$$

$$\gamma_c = 1,0$$

$$F_T = \frac{2,5}{3,616 \cdot 1 \cdot (1 + 1 \cdot 0,0896)} = 0,635 \geq 1,05 \cdot \frac{3 \cdot 0,8}{5} = 0,504$$

$$F_T = 0,635$$

Poutre extérieure :

$$D_T = 3,40 + \frac{L_e}{500} = 3,40 + \frac{24}{500} = 3,448$$

$$\lambda = 0,10 - \frac{0,25}{L_e} = 0,10 - \frac{0,25}{24} = 0,0896$$

$$\frac{S_c}{S} = \frac{1,45}{2,5} = 0,58$$

$$\gamma_c = 1,25 - 0,5 \cdot \frac{S_c}{S} = 1,25 - 0,5 \cdot 0,58 = 0,96 \leq 1,0$$

$$F_T = \frac{2,5}{3,448 \cdot 0,96 \cdot (1 + 1 \cdot 0,0896)} = 0,693 \geq 1,05 \cdot \frac{3 \cdot 0,8}{5} = 0,504$$

$$F_T = 0,693$$

On retient $F_T = 0,693$ pour les poutres en flexion.

En cisaillement :

$$D_T = 3,40$$

$$\lambda = 0$$

$$\gamma_c = 1,0$$

$$F_T = \frac{2,5}{3,40 \cdot 1 \cdot (1 + 1 \cdot 0)} = 0,735 \geq 1,05 \cdot \frac{3 \cdot 0,8}{5} = 0,504$$

$$F_T = 0,735$$

État limite de fatigue (ÉLF) et état limite d'utilisation (ÉLUT) combinaison n° 2 :

Selon l'article 5.6.4.3 « Ponts de type poutre » de la norme CAN/CSA-S6 :

$$F_T = \frac{S}{D_T \gamma_c (1 + \mu \lambda + \gamma_e)} \geq \frac{1,05}{N}$$

où

$$\mu = 1,0$$

On peut déterminer les valeurs de D_T , γ_c , λ et γ_e à partir des tableaux 5.3 « Coefficients D_T , λ , γ_c et γ_e pour les ponts à dalle sur poutres dans le cas des classes de route A et B » à 5.7 « Coefficient γ_e pour les poutres extérieures des ponts à dalle sur poutres pour les moments à l'ÉLF » de la norme CAN/CSA-S6 :

En flexion :

Poutre intérieure :

$$D_T = 4,95 - \frac{3,50}{\sqrt{L_e}} = 4,95 - \frac{3,50}{\sqrt{24}} = 4,236$$

$$\lambda = 0,05$$

$$\gamma_c = 1,0 + (0,3S - 0,36) \left(\frac{L_e - 10}{40} \right) = 1,0 + (0,3 \cdot 2,5 - 0,36) \left(\frac{24 - 10}{40} \right) = 1,137$$

$$\gamma_e = 0$$

$$F_T = \frac{2,5}{4,236 \cdot 1,137 \cdot (1 + 1,0 \cdot 0,05 + 0)} = 0,495 \geq \frac{1,05}{5} = 0,21$$

$$F_T = 0,495$$

Poutre extérieure :

$$D_T = 3,65 + \frac{L_e}{150} = 3,65 + \frac{24}{150} = 3,81$$

$$\lambda = 0$$

$$\frac{S_c}{S} = \frac{1,45}{2,5} = 0,58$$

$$\gamma_c = 1,25 - 0,5 \cdot \frac{S_c}{S} = 1,25 - 0,5 \cdot 0,58 = 0,96 \leq 1,0$$

$$D_{VE} = 0,45 + \frac{4 - 1,8}{2} = 1,55$$

$$\gamma_e = 0,28(D_{VE} - 1,0) \left[1 + \frac{160(D_{VE} - 1,0)^2}{L_e^2} \right] = 0,28(1,55 - 1,0) \left[1 + \frac{160(1,55 - 1,0)^2}{24^2} \right] = 0,167$$

$$F_T = \frac{2,5}{3,81 \cdot 0,96 \cdot (1 + 1,0 \cdot 0 + 0,167)} = 0,586 \geq \frac{1,05}{5} = 0,21$$

$$F_T = 0,586$$

On retient $F_T = 0,586$ pour les poutres en flexion.

En cisaillement :

$$D_T = 3,60$$

$$\lambda = 0$$

$$\gamma_c = 1,0$$

$$\gamma_e = 0$$

$$F_T = \frac{2,5}{3,6 \cdot 1 \cdot (1 + 1,0 \cdot 0 + 0)} = 0,694 \geq \frac{1,05}{5} = 0,21$$

$$F_T = 0,694$$

Tableau résumé des facteurs d'essieux pour l'exemple n° 3

	Moment fléchissant	Effort tranchant
ÉLUL / ÉLUT n° 1	0,693	0,735
ÉLF / ÉLUT n° 2	0,586	0,694

5.4 MÉTHODE RAFFINÉE

Dans l'éventualité où la méthode simplifiée ne peut être utilisée, ou lorsque la complexité ou l'envergure de l'ouvrage le justifie, il est recommandé d'utiliser une méthode d'analyse basée sur la théorie des grillages ou celle des éléments finis. Lorsqu'une méthode raffinée est utilisée, tous les éléments du modèle (contreventements, appareils d'appui, etc.) doivent être conçus selon les efforts qu'ils canalisent en fonction des conditions limites établies.

CHAPITRE 6

FONDATIONS

TABLE DES MATIÈRES

6.1	GÉNÉRALITÉS	6-1
6.2	PROFONDEUR DES FONDATIONS	6-1
6.2.1.	Protection contre le gel	6-1
6.2.2.	Protection contre l'affouillement	6-2
6.3	CULÉES DE PONT DES TABLIERS À POUTRES	6-2
6.4	DALLE DE TRANSITION	6-2
6.5	PIEUX	6-3
6.5.1.	Généralités	6-3
6.5.2.	Pieux conventionnels	6-4
6.5.3.	Pieux caissons	6-11
6.6	ANCRAGES AU SOL	6-11
6.7	MURS ET CULÉES	6-13
6.7.1.	Généralités	6-13
6.7.2.	Exigences de conception	6-13
6.7.3.	Murs homologués	6-14
6.8	TRANSITION AUX APPROCHES DE PONT	6-16

FIGURES

Figure 6.4-1	Dalle de transition	6-3
Figure 6.5-1	Pointes pour pieux en bois et en acier en H	6-7
Figure 6.5-2	Pointe conventionnelle pour pieu tubulaire en acier	6-8
Figure 6.5-3	Pointe Oslo pour pieu tubulaire en acier	6-9
Figure 6.5-4	Pointe Oslo pour pieu en H	6-10

TABLEAU

Tableau 6.7-1	Coefficients de tenue géotechnique ϕ pour le calcul des murs homologués	6-15

Le texte des normes suivantes contient des exigences particulières ou des renseignements supplémentaires relatifs aux sujets traités dans le présent chapitre.

Tome III – Ouvrages d'art des normes du Ministère

Chapitre 2 Conception des ouvrages d'art
Section 2.6 Fondations

6.1 GÉNÉRALITÉS

La conception des fondations doit être conforme aux spécifications de la norme CAN/CSA-S6 « Code canadien sur le calcul des ponts routiers ».

Lors de la conception d'un ouvrage aux états limites d'utilisation (ÉLUT) on doit limiter la contrainte dans le sol à la valeur correspondant au maximum acceptable selon le type de structure (généralement < 25 mm).

L'influence d'un tassement relatif doit aussi être vérifiée aux états limites ultimes (ÉLUL) afin que l'on s'assure de l'intégrité structurale de l'ouvrage d'art.

À moins d'indications contraires de la part de la Direction générale des structures, le coefficient de conséquence à l'ÉLUL et à l'ÉLUT (ψ) est celui associé au niveau de conséquence « Élevé » pour les ponts de catégorie de performance sismique « Essentiel », et de niveau « Typique » pour tous les autres ouvrages permanents. Pour les ponts temporaires, le coefficient associé au niveau de conséquence « Faible » doit être utilisé. Les coefficients de conséquences à utiliser pour la réalisation des calculs parasismiques sont ceux spécifiés au chapitre 4 « Calcul parasismique » de la norme CAN/CSA-S6

Le degré minimal de compréhension du site doit être « Typique » pour toute conception d'ouvrage neuf. Dans le cas de ponts essentiels (selon la catégorie d'importance sismique de l'ouvrage), un degré de compréhension du site « Élevé » doit être obtenu. Le degré de compréhension « Faible » doit être utilisé seulement dans le cas d'une réfection de pont, lorsque l'ingénieur base son analyse sur les informations disponibles sur les plans de construction de l'ouvrage.

6.2 PROFONDEUR DES FONDATIONS

6.2.1. Protection contre le gel

Lorsqu'elles ne reposent pas directement sur le roc, les semelles des fondations doivent être localisées à une profondeur appropriée pour qu'elles soient protégées contre le gel.

Cette profondeur doit être déterminée par une analyse tenant compte de l'indice de gel normal défini à la section 1.8 « Transitions » du *Tome II – Construction routière* des normes du Ministère.

Il n'est pas requis d'appliquer les exigences précédentes aux ponceaux sur rivière à moins qu'une exigence spécifique à cet effet soit mentionnée dans le rapport géotechnique. En ce qui concerne les murs en ailes annexés à ces ponceaux, il faudra privilégier des murs moyennement et faiblement sensibles au tassement afin de pouvoir réduire leur fiche au minimum et éviter toute excavation importante à proximité du ponceau.

6.2.2. Protection contre l'affouillement

Les semelles des unités de fondation exposées à l'écoulement de l'eau doivent être enfouies sous le lit du cours d'eau selon les spécifications de l'article 1.9.5 « Protection contre l'affouillement » de la norme CAN/CSA-S6, ainsi que celles établies à la suite d'une étude hydraulique spécifique au projet.

Dans certains cas, des mesures de protection permanentes peuvent être mises en place pour que cette profondeur soit réduite. Ces mesures doivent être acceptées par l'ingénieur responsable de l'étude hydraulique. Il faut s'assurer que ces travaux n'ont pas d'incidence sur la stabilité des systèmes géotechniques.

6.3 CULÉES DE PONT DES TABLIERS À POUTRES

Les tabliers de ponts sont supportés par des unités de fondation en béton armé ou par des culées en bois de type caisson à claire-voie dans le cas des ponts acier-bois. La réalisation d'ouvrages dont les poutres s'appuient directement sur un remblai contenu par un mur n'est pas autorisée pour la réalisation des projets du Ministère.

6.4 DALLE DE TRANSITION

La longueur des dalles de transition normalisées par le Ministère est de 6 m. Le détail de la dalle de transition est montré à la figure 6.4-1.

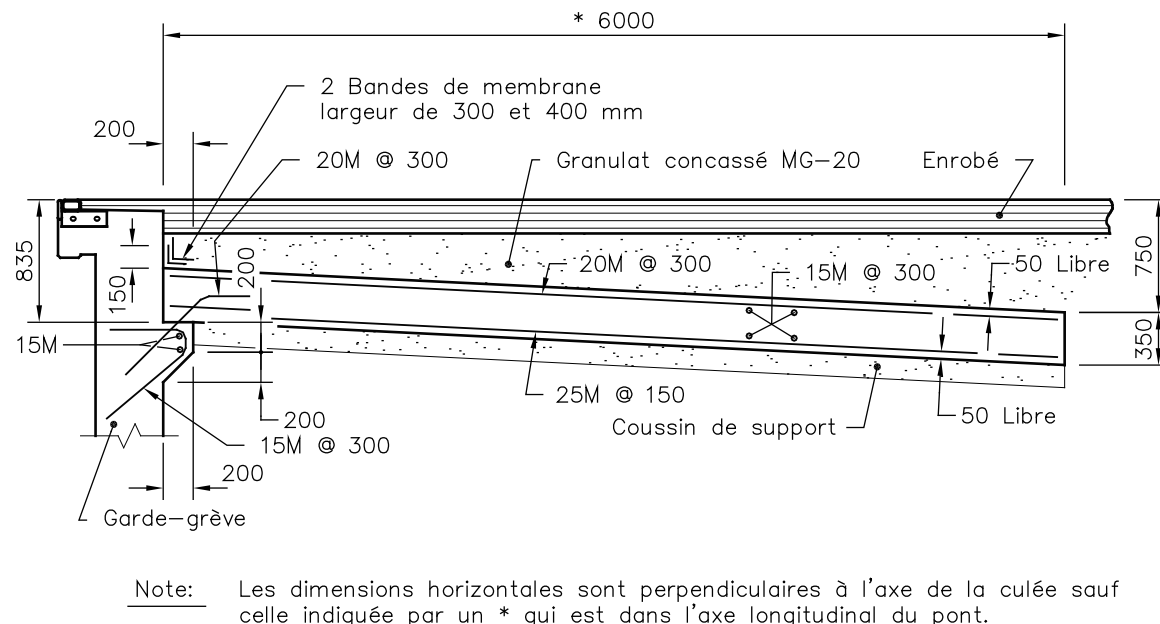
Lorsque la hauteur effective d'une culée dépasse 6 m, il faut la dimensionner conformément aux modalités exprimées à l'article 6.12.5 « Surcharge » de la norme CAN/CSA-S6, en prévoyant une surcharge de remblai équivalent de 0,8 m pour le dimensionnement de cette culée. Lorsque l'application de cette surcharge devient trop restrictive, il est possible de la négliger en prévoyant une dalle de transition dont la longueur est au moins égale à la hauteur effective de la culée.

Lorsque la pente longitudinale de la route dans la direction de la culée est supérieure à 3 %, la valeur de 750 mm indiquée sur la figure 6.4-1 doit être augmentée pour que l'on obtienne une inclinaison de la dalle de transition d'au moins 2 % par rapport à l'horizontale afin de favoriser le drainage de l'eau sur celle-ci. La conception de la dalle doit être adaptée au besoin.

Pour le dimensionnement d'une dalle de transition, on considère que le remblai sous celle-ci est sujet au tassement et à l'érosion. La longueur de la portée de calcul doit être égale à la longueur totale de la dalle de transition moins 600 mm, soit 100 mm à l'extrémité appuyée sur la culée et 500 mm à l'autre.

La surcharge routière de calcul est le CL-625.

Les calculs peuvent se faire aux ÉLUL seulement.



6.5.2. Pieux conventionnels

Selon les conditions géotechniques observées sur le chantier, ce type de pieux peut être mis en place par battage, par vibrofonçage ou par forage (pieux autoforés). Généralement, on les retrouve en grand nombre sous une même unité de fondation. Pour ces pieux, les capacités requises en conception sont précisées aux plans et devis et vérifiées par des essais en chantier.

Ces pieux sont généralement dimensionnés pour que les efforts axiaux soient repris. Les efforts latéraux sont repris par la butée des pieux dans le sol ainsi que par la composante horizontale de l'effort axial en présence de pieux inclinés.

Lorsque l'étude géotechnique fait mention de la présence de blocs dans le sol, il peut alors être recommandé d'utiliser des pieux forés pour traverser ces obstacles. La mise en place d'un pieu au roc par forage consiste à forer dans le roc sur une profondeur suffisamment longue pour mobiliser la résistance en pointe requise.

La pente maximale pour les pieux conventionnels est de 3V:1H.

Selon les conditions de terrain et les propriétés géotechniques des sols et du roc, la conception des pieux peut être basée sur leur résistance géotechnique en friction ou en pointe ou sur une combinaison des deux. Le concepteur doit consulter l'étude géotechnique ou l'ingénieur en géotechnique responsable de cette étude pour la conception des fondations profondes.

6.5.2.1. Essais

Dans la plupart des projets avec pieux conventionnels, la résistance géotechnique des pieux doit être vérifiée par des essais sur le site. Les charges à atteindre par les essais sont fonction des charges pondérées et des coefficients de conséquence et de tenue géotechnique de la norme CAN/CSA-S6. Le concepteur doit indiquer sur le plan de conception les charges à atteindre lors des essais.

Les essais dynamiques sont les plus couramment spécifiés au devis. À moins d'indication contraire de la part de l'ingénieur en géotechnique, le nombre d'essais dynamiques à prévoir est de 3 par unité de fondation, avec un maximum d'environ 10 % du nombre de pieux prévus par unité de fondation.

Cependant, pour les fondations portant sur des pieux développant leur résistance géotechnique principalement en friction (pieux flottants) dans les sols argileux, le nombre d'essais dynamiques prévus par unité de fondation est généralement de deux. Dans les cas où le dépôt d'argile est homogène, on peut limiter le nombre total d'essais à un par unité de fondation reposant sur ce même type de dépôt. Ces essais sont réalisés à l'aide de pieux témoins foncés à l'extérieur du site où l'unité de fondation est prévue. Un délai de l'ordre de trois ou quatre semaines suivant le fonçage des pieux est requis afin que les surpressions d'eau diminuent suffisamment pour que soient réalisés

des essais de résistances géotechniques plus représentatifs des conditions de terrain et de la capacité portante des sols. Ce délai minimum est également requis pour les méthodes d'installation ne générant pas de surpressions, afin de permettre au lien d'adhérence sol-pieu de se développer suffisamment.

La mise en place de pieux témoins et la réalisation des essais dynamiques sur ces derniers sont effectuées avant la mise en place des pieux indiqués aux plans.

Les essais dynamiques sont généralement complétés par une analyse CAPWAP au taux d'une pour l'ensemble du projet lorsque le sol est uniforme ou d'une par unité de fondation lorsque les caractéristiques géotechniques des sols sont variables.

L'essai de chargement est un essai statique qui vise à établir la résistance en compression du pieu. Cet essai est peu utilisé, car il a été remplacé par l'essai dynamique, qui est moins coûteux et plus rapide à réaliser.

L'essai de traction est un essai statique visant à déterminer la résistance d'un pieu fortement sollicité en traction. Cet essai est également peu utilisé, car cette information peut être obtenue par un essai dynamique suivi d'une analyse CAPWAP qui permet généralement de différencier la résistance en friction de la résistance en pointe d'un pieu.

6.5.2.2. Pieux en acier

Section des pieux en acier

Pour tenir compte de la corrosion des pieux en acier dans le sol, on calcule la section utile, dans des conditions normales (sol non corrosif et eau non salée), en réduisant l'épaisseur de la paroi comme suit :

- 0,75 mm sur les périmètres intérieurs et extérieurs d'un pieu tubulaire;
- 1 mm sur le périmètre extérieur d'un pieu tubulaire rempli de béton;
- 0,75 mm sur le périmètre des autres types de pieux.

Dans la mesure où ces critères sont respectés, il n'est pas requis de remplir un pieu tubulaire en acier de béton pour assurer sa durabilité. Un pieu tubulaire est normalement rempli de béton lorsque des tirants au roc sont requis à travers ce dernier, lorsque le pieu requiert une plus grande rigidité ou encore lorsque la capacité seule de la paroi en acier n'est pas suffisante pour que les efforts de compression soient repris.

L'épaisseur de la paroi d'un pieu en acier doit être d'au moins 8 mm.

Le diamètre intérieur d'un pieu tubulaire rempli de béton doit avoir un minimum de 300 mm.

Le pieu tubulaire ne doit pas être confondu avec le pieu caisson qui comporte un ferrailage important (cage d'armature) de même qu'une emboîture au roc. Les pieux caissons sont traités à la section 6.5.3.

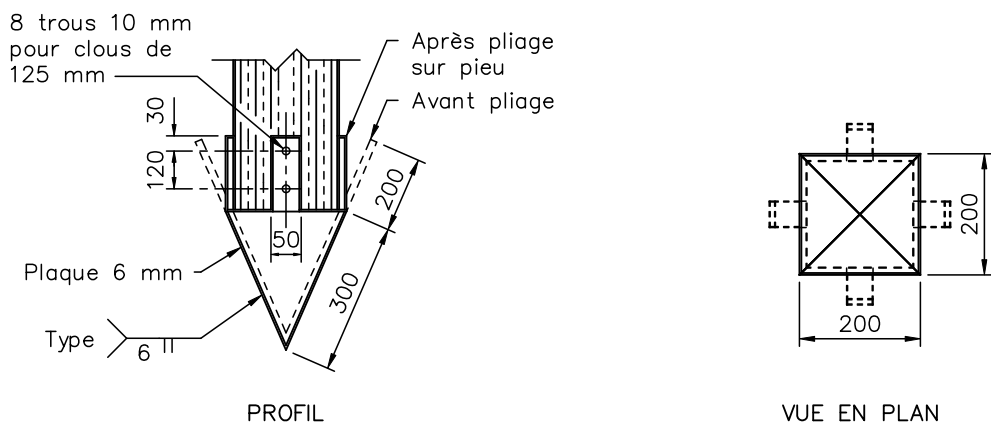
Pointes pour pieux

Lorsque requis, les pieux doivent être munis de pointes. Le choix du type de pointe varie en fonction des propriétés des sols et des charges sur les pieux. Le choix du type de pointe devrait faire l'objet de discussions avec l'ingénieur en géotechnique responsable de l'étude des sols du projet concerné.

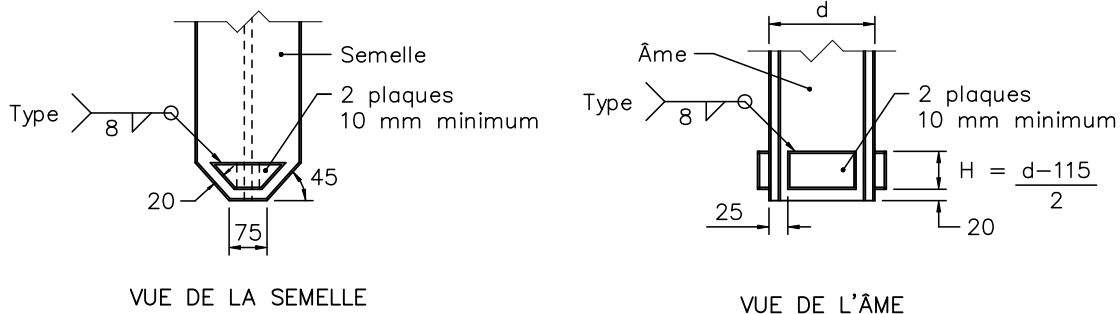
Le détail des pointes requises doit être inclus en annexe au devis spécial.

Les figures suivantes montrent différentes pointes acceptées par le Ministère.

Toute pointe, autre que celles décrites aux figures présentées, peut être acceptée à condition qu'elle soit jugée équivalente.



Pointe pour pieu en bois



Note: La dimension de la soudure varie selon l'épaisseur des plaques.

Pointe pour pieu en acier en H

Figure 6.5-1 Pointes pour pieux en bois et en acier en H

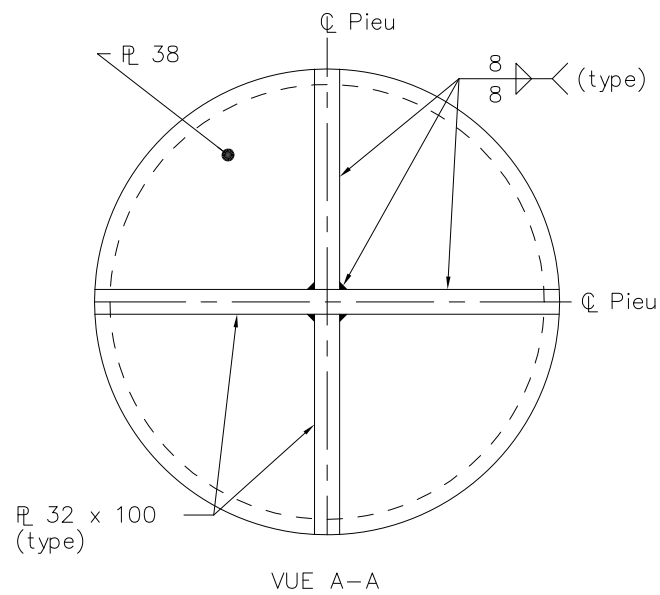
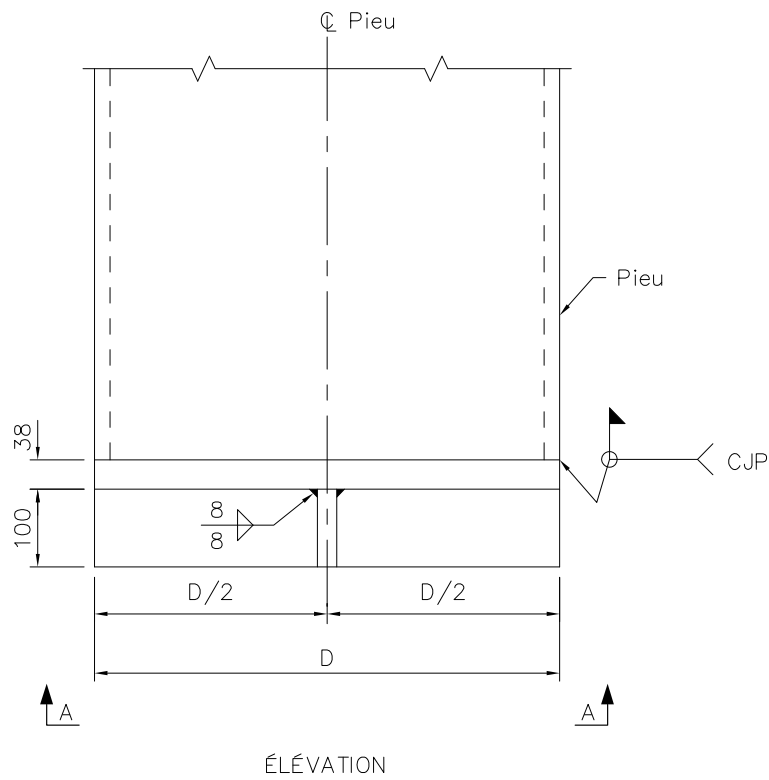
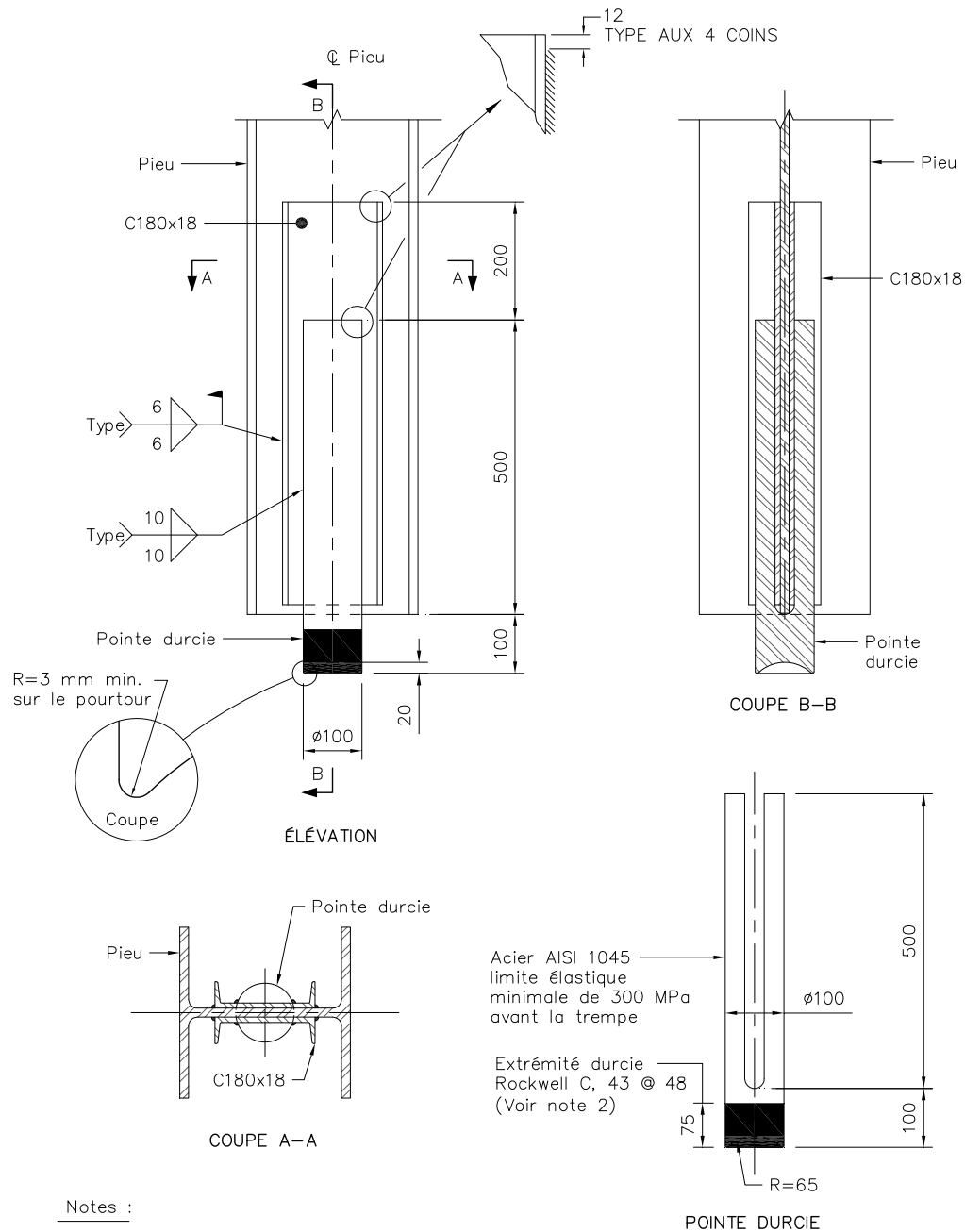


Figure 6.5-2 Pointe conventionnelle pour pieu tubulaire en acier



- 1 – Soudage :
 - Procédure de soudage approuvée par le Bureau canadien de soudage;
 - Préchauffage au four, entre 250°C et 300°C et maintien de cette température pour les passes successives;
 - Électrodes à utiliser : E4918-H4 ou E49XT-9X-H4 ou E49XC-6X-H4;
- 2 – Traitement thermique :
 - Chauffage de l'extrémité de la pointe par bain de sel;
 - Revenu pour obtenir la dureté désirée.

Figure 6.5-3 Pointe Oslo pour pieu tubulaire en acier



Notes :

1 – Soudage :

- Procédure de soudage approuvée par le Bureau canadien de soudage;
- Préchauffage au four, entre 250°C et 300°C et maintien de cette température pour les passes successives;
- Électrodes à utiliser : E4918-H4 ou E49XT-9X-H4 ou E49XC-6X-H4;
- La dimension des soudures d'angle doit être vérifiée.

2 – Traitement thermique :

- Chauffage de l'extrémité de la pointe par bain de sel;
- Revenu pour obtenir la dureté désirée.

Figure 6.5-4 Pointe Oslo pour pieu en H

6.5.3. Pieux caissons

Les pieux caissons sont réalisés à l'aide de tubes d'acier qui sont généralement de grand diamètre (≥ 1 m) et remplis de béton armé. L'excavation à l'intérieur du tube est réalisée au fur et à mesure que ce dernier est enfoncé. Le tube est descendu jusqu'au roc et une emboîture est réalisée dans ce roc. L'encastrement de toute la circonférence du tube d'acier dans le roc constitue une étape importante pour le bon déroulement des travaux de fonçage de l'emboîture. Étant donné leur grande capacité, le nombre de pieux caissons requis pour une unité de fondation est grandement réduit en comparaison de celui exigé pour des pieux conventionnels. Pour quelques rares cas, le tube d'acier peut être encastré dans un till très dense, puis l'emboîture se poursuit dans le roc.

Le concepteur d'un pieu caisson doit en déterminer les dimensions et les caractéristiques, y compris les emboîtures. Généralement, le tube d'acier n'est pas considéré dans les calculs. Dans le cas contraire, pour que la corrosion du tube d'acier soit prise en compte, on calcule la section utilisée en réduisant l'épaisseur de la paroi de 1 mm sur le périmètre extérieur seulement. Toutes les informations nécessaires à leur construction doivent être données aux plans et devis de soumission. Les pieux caissons ($\phi \geq 1$ m) ne font généralement pas l'objet d'essais en chantier pour que leur capacité soit vérifiée, car les charges d'essais seraient trop élevées et risqueraient de les fragiliser. Par ailleurs, depuis quelques années, de plus petits pieux caissons (400 mm à 800 mm) ont fait leur apparition. Ces derniers, sous certaines conditions, peuvent être testés pour que leur capacité axiale soit vérifiée.

La conception des pieux caissons peut être basée sur la résistance en friction développée le long de l'emboîture réalisée dans le roc, sur la résistance en pointe au fond de l'emboîture ou, exceptionnellement, sur une combinaison des deux. Dans ce dernier cas, le concepteur devra s'assurer de la bonne répartition des charges dans l'emboîture en fonction des conditions de terrain et des données contenues dans l'étude géotechnique.

Des inspections par caméra des emboîtures sont exigées afin que soit assurée la qualité des parois et du fond rocheux. De plus, des essais d'auscultation sismique (CSL) dans les pieux caissons ciblés selon l'importance des fondations sont réalisés afin que l'intégrité du béton mis en place dans ces pieux caissons soit vérifiée.

Les modalités d'application des essais CSL sont précisées dans le devis type *Construction et réparation des structures* du Ministère.

6.6 ANCRAGES AU SOL

Lorsqu'il est requis que des ancrages au sol dans les semelles d'une unité de fondation soient spécifiés, ceux-ci doivent être dimensionnés selon les exigences de la norme CAN/CSA-S6.

Le dimensionnement des semelles devrait être fait de sorte que les ancrages ne soient requis que pour les combinaisons incluant des charges exceptionnelles, comme les séismes, les collisions et la poussée des glaces.

Pour les ouvrages courants, on utilisera des ancrages de type passif de préférence à des ancrages actifs ou précontraints.

Dans le cas d'ancrages au roc, lorsque le rapport géotechnique indique la présence d'un roc uniforme et de bonne qualité (récupération à $\approx 100\%$ et $RQD > 75\%$), la conception des ancrages doit être réalisée par l'ingénieur qui produit les plans et devis pour les soumissions. Si le roc ne satisfait pas à ces critères de qualité, il revient à l'ingénieur de l'entrepreneur de réaliser la conception des ancrages. Il faut communiquer avec l'ingénieur qui a produit l'étude géotechnique afin d'obtenir les critères de conception des ancrages (résistance du roc, adhérence roc/coulis, etc.), si ces données n'y apparaissent pas.

La conception des ancrages doit tenir compte des quatre modes de rupture suivants :

- la rupture du tirant d'acier;
- la rupture de l'adhérence tirant en acier/coulis;
- la rupture de l'adhérence coulis/roc;
- la rupture de la masse rocheuse.

Trois types d'essais de traction sont réalisés selon les procédures décrites à l'intérieur du document intitulé *Recommendations for Prestressed Rock and Soil Anchors*, publié par le Post-Tensioning Institute. Parmi ces trois types d'essais, deux sont obligatoires et le troisième peut être requis si le roc présente un réseau de fractures en profondeur, s'il est susceptible de subir un fluage ou s'il est qualifié de mauvais roc. Si l'une de ces conditions est observée, un essai sur ancrage témoin de type « *Preproduction Test* » doit être réalisé pour chaque unité de fondation requérant des ancrages au roc. Ces essais doivent être réalisés à l'extérieur des semelles.

Les deux autres types de tests d'ancrage sont :

- Les essais de performance « *Performance Tests* », qui consistent à réaliser obligatoirement deux essais de traction sur chaque semelle où des ancrages sont requis.
- Les essais de validation sur les ancrages permanents qui consistent en un essai de traction de type « *Proof Test* » sur chaque ancrage au roc. Lorsque les ancrages sont du type précontraint, un essai de décollement de la plaque d'ancrage doit être réalisé sur un minimum de deux ancrages par unité de fondation où des ancrages sont requis.

6.7 MURS ET CULÉES

6.7.1. Généralités

La conception des murs et des culées doit être conforme aux spécifications de la norme CAN/CSA-S6 et satisfaire aux exigences de la section 6.7.2 du présent manuel.

De plus, les murs doivent respecter les exigences de la section 20.12. Dans le cas des murs homologués, les normes énoncées à la section 6.7.3 doivent également être respectées.

La conception d'un ouvrage de soutènement doit comprendre :

- La vérification de la stabilité externe, ce qui inclut le renversement, le glissement, le poinçonnement et le tassement du mur;
- La stabilité interne, lorsqu'il s'agit d'un mur en terre stabilisée mécaniquement (TSM), qui prévoit l'arrachement des inclusions ainsi que la tension maximale dans les inclusions et les connecteurs;
- La stabilité d'ensemble qui valide que les charges découlant du soutènement n'entraînent pas de rupture dans le sol par rapport à la surface de rupture potentielle la plus critique.

L'étude géotechnique associée à l'ouvrage de soutènement fournira au concepteur la résistance géotechnique à l'ÉLUT des sols selon les conditions fournies préalablement par le concepteur. De plus, l'étude doit inclure les hypothèses géométriques et tous les paramètres à respecter pour que la stabilité d'ensemble de la structure soit assurée.

Certains types de murs sont plus adaptés que d'autres pour être construits sur un sol ayant une faible capacité portante. Le concepteur doit valider qu'aucun type de murs sur fondations superficielles ne convient au site à l'étude avant d'entreprendre la conception particulière d'un mur reposant sur des pieux. Lorsque la longueur d'un mur en retour d'une culée est inférieure à 10 m, mesurée par rapport à la face avant du mur de front, ce mur doit préférablement être en béton coulé en place et intégré à la culée.

L'installation de murs de type terre stabilisée mécaniquement (TSM) de façon contiguë à une culée présentant un biais important doit autant que possible être évitée. La présence du biais rend impossible l'installation des ancrages de façon adéquate à l'arrière des murs près de la face de la culée. Il est toutefois possible de contourner cette difficulté en prévoyant une courte section de mur coulé en place entre la culée et le mur de type TSM.

6.7.2. Exigences de conception

La conception des ouvrages de soutènement doit être conforme aux exigences de la norme CAN/CSA-S6 et doit tenir compte des précisions et restrictions suivantes :

- Pour déterminer l'effet de l'inclinaison (i) de la charge dans le calcul de la résistance géotechnique à l'ultime (q_u), l'angle d'inclinaison de la force (δ_f) doit être obtenu avec les charges non pondérées.
- L'angle d'inclinaison de la poussée des terres (δ) doit être inférieur ou égal à la moitié de l'angle de frottement (ϕ)¹.
- L'angle de frottement à l'interface sol-structure peut être considéré égal à ϕ du coussin granulaire pour une semelle coulée en place et $\frac{2}{3}\phi$ pour une semelle préfabriquée.
- La poussée latérale attribuable à la compaction doit être ajoutée à la pression latérale du sol. Pour un ouvrage retenu en tête, la pression latérale du sol doit correspondre à la poussée au repos majorée d'un coefficient pris égal à 0,15. Cette charge doit également être considérée dans le cas des portiques en béton armé.
- La valeur des coefficients de charge minimaux pour les charges mortes verticales (remblais et poids propre de l'élément de fondation) doit être égale à 1,0, comme illustré à la figure C6.1 « *Various load cases* » du commentaire de la norme CAN/CSA-S6.

6.7.3. Murs homologués

La conception d'un mur homologué doit tenir compte des exigences de conception des articles 6.7.2 et 6.7.3.1 en plus de satisfaire aux spécifications de l'avis technique du Ministère qui concerne le produit sélectionné. Les avis techniques sont disponibles sur le site Internet du Ministère.

Avant d'inclure un type de mur homologué dans les plans et devis d'un projet du Ministère, le concepteur doit consulter la liste des murs homologués afin de s'assurer qu'il y est toujours inscrit. La liste des murs homologués est disponible sur le site Internet du Ministère.

6.7.3.1. Exigences de conception des murs homologués

La conception des murs homologués doit être conforme aux exigences de la norme CAN/CSA-S6, et respecter les précisions et restrictions suivantes :

- Les coefficients de pondération des charges de la combinaison ÉLUL n° 5 du tableau 3.1 « Coefficients de pondération des charges et combinaison de charges » de la norme CAN/CSA-S6, dont la valeur n'est pas nulle, doivent prendre la valeur de 1,0.

¹ Pour le calcul de la poussée des sols sur un mur en terre stabilisée mécaniquement (TSM), lorsque les équations de la section 11.10 « *Mechanically Stabilized Earth Walls* » de la norme AASHTO LRFD « *Bridge Design Specifications* » sont utilisées, on doit poser $\delta = \beta$.

- On doit déterminer la force horizontale à prendre en considération dans le calcul parasismique en utilisant 50 % du coefficient d'accélération horizontale (k_h) relatif à la localisation du mur pour un mur non retenu. Pour un mur retenu, on doit considérer 100 % du coefficient d'accélération horizontale (voir l'article C4.6.5 « *Seismic forces on abutments and retaining walls* » du commentaire de la norme CAN/CSA-S6).
- L'angle de frottement pour vérifier la stabilité externe, en l'absence d'information géotechnique, doit être de 30°. Une valeur supérieure, mais inférieure ou égale à 40°, peut être utilisée à la suite de l'étude géotechnique.
- Les coefficients de tenue mentionnés au tableau 6.7-1 doivent être utilisés.
- La résistance à la traction des géogrilles doit être calculée selon l'article 11.10.6.4.3b « *Design Tensile Resistance* » de la norme AASHTO LRFD « *Bridge Design Specifications* ».

Tableau 6.7-1 Coefficients de tenue géotechnique ϕ pour le calcul des murs homologués

Stabilité externe	Coefficients de tenue	Coefficients de tenue sisme
Glissement sur la base	0,8	1,0
Renversement	0,5 ⁽¹⁾	0,5 ⁽¹⁾
Poinçonnement		
– Mur-poids	0,5	0,8
– Mur en TSM ⁽²⁾	0,6	0,9
Stabilité interne		
Arrachement des inclusions	0,83	1,20
Tension des inclusions et des connecteurs		
– Inclusions métalliques ⁽³⁾		
➤ Bandes métalliques	0,7	1,0
➤ Treillis ⁽⁴⁾	0,6	0,85
– Inclusions géosynthétiques ⁽⁵⁾	0,83	1,20

NOTES

1. La stabilité contre le renversement n'a pas besoin d'être vérifiée pour les murs TSM si le point d'application de la résultante est dans les deux tiers de la semelle, si celle-ci repose sur un sol, ou dans les neuf dixièmes de la largeur de la semelle, si celle-ci repose sur le roc. Sous les charges sismiques, le point d'application doit être dans les deux tiers de la semelle (sol ou roc). Ces dimensions sont centrées sur la base de la semelle (voir articles 11.6.3.3 « *Eccentricity Limits* », 11.6.5.1 « *General* » et 11.10.5.5 « *Overturning* » de la norme AASHTO LRFD *Bridge Design Specifications*). Pour les autres murs, la stabilité contre le renversement peut également être validée par rapport au point d'application de la résultante, comme spécifié à l'article 6.10.3.4 « *Limitation de l'excentricité* » de la norme CAN/CSA-S6.

2. TSM : Terre stabilisée mécaniquement.
3. La tension est appliquée sur la section d'acier nette après l'enlèvement de la surface sacrificielle pour la corrosion.
4. Les treillis reliés à des éléments de paroi rigide, tels que panneaux de béton ou blocs, sont visés par cette note. Dans les cas de treillis reliés à une paroi flexible, on utilise les coefficients pour bandes métalliques.
5. Le coefficient de tenue s'applique sur T_{al} , où :

$$T_{al} = T_{ult} / RF$$

T_{al} : tension admissible

T_{ul} : tension à la rupture déterminée par des essais sur des spécimens à bande large, comme stipulé dans la norme ASTM D4595 « *Standard Test Method for Tensile Properties of Geotextiles by the Wide-Width Strip Method* », pour les géotextiles et dans la norme ASTM D6637 « *Standard Test Method for Determining Tensile Properties of Geogrids by the Single or Multi-Rib Tensile Method* », pour les géogrilles

$$RF = RF_{CR} \cdot RF_{ID} \cdot RF_D$$

RF_{CR} : coefficient de réduction égal à T_{ult} divisé par T_{CR} déterminé selon ASTM D5262 « *Standard Test Method for Evaluating the Unconfined Tension Creep Behavior of Geosynthetics* »

RF_{ID} : coefficient de réduction pour les dommages attribuables à l'installation $\geq 1,1$

RF_D : coefficient de réduction pour la dégradation chimique et biologique $\geq 1,1$

Les valeurs de RF_{ID} et RF_D sont établies dans la norme AASHTO LRFD « *Bridge Design Specifications* ».

6.8 TRANSITION AUX APPROCHES DE PONT

Lors d'excavations dans le remblai à l'approche d'un pont ou encore lors de la construction d'une nouvelle culée ou d'un portique, le remblayage doit se faire conformément aux spécifications du DN-II-1-023 « Transition aux approches de ponts » du *Tome II – Construction routière* des normes du Ministère.

CHAPITRE 7

OUVRAGES SOUS REMBLAI

TABLE DES MATIÈRES

7.1	GÉNÉRALITÉS	7-1
7.2	CHARGES	7-1
7.2.1	Poussée des terres	7-1
7.2.2	Charge sismique	7-1
7.3	OUVRAGES EN SOL-MÉTAL	7-2
7.3.1	Ponceau voûté en tôle ondulée galvanisée	7-2
7.4	OUVRAGES SOUS REMBLAI EN BÉTON ARMÉ	7-2
7.4.1	Armature en cisaillement	7-2
7.4.2	Contrôle de la fissuration	7-2

Le texte des normes suivantes contient des exigences particulières ou des renseignements supplémentaires relatifs aux sujets traités dans le présent chapitre.

Tome III – Ouvrages d'art des normes du Ministère

Chapitre 2 Conception des ouvrages d'art
Section 2.7 Ouvrage sous remblai

Chapitre 4 Ponceaux

7.1 GÉNÉRALITÉS

La conception des ouvrages sous remblai doit être conforme aux spécifications de la norme CAN/CSA-S6 « Code canadien sur le calcul des ponts routiers » et satisfaire aux exigences de la section 20.13 « Ponceaux » du présent manuel.

L'appellation « ouvrages sous remblai » est utilisée ici pour suivre la terminologie de la norme CAN/CSA-S6. Dans les autres documents du Ministère traitant de ces ouvrages, le terme « ponceau » est généralement utilisé pour les désigner.

7.2 CHARGES

7.2.1 Poussée des terres

Le terme « poussée des terres », comme défini à l'article 7.8.5.3.2 « Poussée des terres » de la norme CAN/CSA-S6, englobe les poussées dues aux pressions verticales ainsi qu'aux pressions horizontales des terres obtenues au moyen des coefficients de voûtement correspondants.

Ainsi, à l'article 7.8.4.1 a) « Combinaisons de charges » de la norme CAN/CSA-S6, le terme « verticale » devrait être ajouté au texte d'origine comme suit :

« le poids propre de l'ouvrage, la poussée verticale des terres... ».

7.2.2 Charge sismique

Selon la combinaison n° 5 des états limites ultimes, le cas de chargement sismique est :

$$\alpha_D D + \alpha_E E + 1,0 EQ$$

où D est le poids propre

E est la poussée des terres

α_D et α_E sont les coefficients de pondération correspondants, selon le tableau 3.1 « Coefficients de pondération des charges et combinaisons de charges » de la norme CAN/CSA-S6

Les ouvrages sous remblai doivent être conçus de manière à résister aux forces d'inertie liées à un séisme ayant une probabilité de 2 % en 50 ans. La composante verticale du rapport d'accélération sismique A_v doit équivaloir au 2/3 du rapport d'accélération horizontale du sol A_H . La valeur de A_H doit avoir une valeur égale à l'accélération maximale du sol AHM.

L'effort maximal dû à ce cas de chargement s'obtient en considérant toutes les combinaisons possibles de α_D et α_E maximums et minimums. La charge sismique s'obtient en multipliant le poids propre et la poussée des terres par la composante verticale du rapport d'accélération sismique A_v , comme défini à l'article 7.5.5 « Exigences sismiques » de la norme CAN/CSA-S6, ce qui permet de calculer la charge sismique en utilisant l'équation suivante :

$$EQ = A_v D + A_v E$$

Note : La charge sismique étant fonction de la poussée des terres, les valeurs maximales de la charge sismique ne doivent pas être combinées avec la valeur minimale de la poussée des terres et vice versa.

7.3 OUVRAGES EN SOL-MÉTAL

7.3.1 Ponceau voûté en tôle ondulée galvanisée

Dans le cas d'un cours d'eau, la conception d'un ponceau en tôle ondulée galvanisée sur piédestaux en béton armé, doit être réalisée de façon à éviter le mouillage répété de la voûte en acier. À cet effet, le niveau du dessus des piédestaux doit correspondre à tout le moins au niveau des eaux hautes calculé pour une période de retour de 2 ans.

7.4 OUVRAGES SOUS REMBLAI EN BÉTON ARMÉ

7.4.1 Armature en cisaillement

Conformément aux précisions de l'article 13.3.9.1 de la norme CSA Standard-A23.3, l'utilisation d'armature transversale de cisaillement dans les ponceaux doit être limitée aux sections ayant 300 mm et plus d'épaisseur.

7.4.2 Contrôle de la fissuration

Même si les ponceaux sont enfouis sous 600 mm de remblai, les critères de fissuration doivent être respectés sur les faces intérieures. La largeur maximale des fissures (w) est de 0,35 mm.

CHAPITRE 8

OUVRAGES EN BÉTON

TABLE DES MATIÈRES

8.1	GÉNÉRALITÉS	8-1
8.1.1	Choix du béton	8-1
8.1.2	Acier d'armature	8-1
8.2	BÉTON ARMÉ	8-2
8.2.1	Généralités	8-2
8.2.2	Dalle de tablier	8-2
8.2.3	Diaphragme en béton armé	8-7
8.2.4	Tabliers de type dalle pleine en béton armé ou précontraint, de type portique en béton armé ou précontraint et de type pont à dalle épaisse à béquille en béton armé ou précontraint	8-14
8.2.5	Butoir en béton armé	8-17
8.2.6	Mur en retour en console	8-19
8.2.7	Portique en béton armé	8-19
8.2.8	Dispositions constructives	8-19
8.3	BÉTON PRÉCONTRAIT	8-21
8.3.1	Généralités	8-21
8.3.2	Béton précontraint en place	8-21
8.3.3	Béton précontraint préfabriqué	8-33

FIGURES

Figure 8.2-1	Disposition de l'armature	8-2
Figure 8.2-2	Armature principale 15M	8-3
Figure 8.2-3	Armature principale 20M	8-4
Figure 8.2-4	Disposition de l'armature	8-5
Figure 8.2-5	Quantité d'armature requise	8-6
Figure 8.2-6	Diaphragme d'extrémité – Tablier non continu	8-10

Figure 8.2-7	Diaphragme intermédiaire	8-11
Figure 8.2-8	Diaphragme sur pile – Tablier continu	8-12
Figure 8.2-9	Agencements de butoirs	8-13
Figure 8.2-10	Armature de bords libres	8-16
Figure 8.2-11	Dalle de portique en béton armé typique	8-17
Figure 8.2-12	Butoir en béton armé à la culée	8-18
Figure 8.2-13	Mur en retour en console	8-20
Figure 8.2-14	Armature principale de flexion d'un portique	8-21
Figure 8.3-1	Déviateur simple	8-30
Figure 8.3-2	Déviateur à double paroi	8-31
Figure 8.3-3	Précontrainte transversale	8-32
Figure 8.3-4	Structure semi-continue	8-33
Figure 8.3-5	Caractéristiques des poutres préfabriquées de type NEBT	8-34
Figure 8.3-6	Quantité de précontrainte – Poutre NEBT 1000	8-37
Figure 8.3-7	Quantité de précontrainte – Poutre NEBT 1200	8-37
Figure 8.3-8	Quantité de précontrainte – Poutre NEBT 1400	8-38
Figure 8.3-9	Quantité de précontrainte – Poutre NEBT 1600	8-38
Figure 8.3-10	Quantité de précontrainte – Poutre NEBT 1800	8-39
Figure 8.3-11	Arrangement général des armatures	8-40
Figure 8.3-12	Correction aux extrémités des poutres	8-41
Figure 8.3-13	Disposition des armatures transversales aux extrémités des poutres avec biais d'au plus 30°	8-41
Figure 8.3-14	Disposition des armatures transversales aux extrémités des poutres avec biais entre 30° et 45°	8-42
Figure 8.3-15	Extrémités des tabliers de pont	8-43
Figure 8.3-16	Stabilité horizontale	8-44
Figure 8.3-17	Cadre de renforcement pour drain	8-45
Figure 8.3-18	Plaque d'ancrage	8-46

TABLEAUX

Tableau 8.1-1	Exemple de tableau « Caractéristiques du béton »	8-1
Tableau 8.2-1	Nombre de diaphragmes intermédiaires	8-8
Tableau 8.2-2	Capacité des butoirs	8-18
Tableau 8.3-1	Diamètre extérieur et rayon minimal des gaines en PEHD pour câbles standards	8-29

Le texte des normes suivantes contient des exigences particulières ou des renseignements supplémentaires relatifs aux sujets traités dans le présent chapitre.

Tome III – Ouvrages d'art des normes du Ministère

Chapitre 2 Conception des ouvrages d'art
 Section 2.8 Ouvrages en béton

8.1 GÉNÉRALITÉS

8.1.1 Choix du béton

Plusieurs types de béton sont définis dans la norme 3101 « Bétons de masse volumique normale » du Ministère. Le choix du type de béton approprié doit être basé sur la résistance en compression requise et sur les critères de durabilité de l'ouvrage. Ce choix doit être fait à partir du tableau 2.8-1 « Choix du type de béton » du *Tome III – Ouvrages d'art* des normes du Ministère. À l'exemple du tableau 8.1-1, un tableau mentionnant la résistance à la compression du béton à 28 jours et le type de béton pour chaque partie de l'ouvrage doit figurer sur le plan d'ensemble d'un pont, ou parfois sur le plan des poutres.

Tableau 8.1-1 Exemple de tableau « Caractéristiques du béton »

Partie de l'ouvrage	Résistance à 28 jours (MPa)	Type de béton
Semelle, dalle de transition, coussin de support, base d'étanchement	35	V

Il faut s'assurer de la facilité d'approvisionnement des bétons avec ciment ternaire. Vous pouvez consulter le tableau 2.8-1 « Choix du type de béton » du *Tome III – Ouvrages d'art* des normes du Ministère pour plus d'informations.

8.1.2 Acier d'armature

Dans les ouvrages en béton, le détail, la contrainte développée et la jonction par recouvrement des armatures doivent respecter les exigences de la norme CAN/CSA-S6 « Code canadien sur le calcul des ponts routiers ».

La spécification « Acier d'armature nuance 400W » doit apparaître dans tous les bordereaux d'armature des plans. La protection primaire de l'acier d'armature contre la corrosion est procurée par un enrobage adéquat. Pour des parties d'ouvrages plus vulnérables à la corrosion, l'emploi d'acier d'armature galvanisé est recommandé. Les exigences du Ministère concernant l'usage des aciers d'armature galvanisés et de l'épaisseur minimale de l'enrobage de l'armature sont contenues respectivement dans les tableaux 2.8-2 « Parties d'ouvrages avec barres d'armature galvanisées » et 2.8-3 « Épaisseur minimale de l'enrobage de l'armature » du *Tome III – Ouvrages d'art* des normes du Ministère.

8.2 BÉTON ARMÉ

8.2.1 Généralités

À moins d'une indication contraire dans cette section, le dimensionnement des éléments en béton armé doit respecter les exigences de la norme CAN/CSA-S6.

8.2.2 Dalle de tablier

8.2.2.1 Généralités

Les dalles de tablier sont calculées à l'aide de la méthode élastique de calcul décrite à l'article 5.7.1 « Moments de flexion dans les dalles de tablier en béton » de la norme CAN/CSA-S6 et respectent les critères des états limites d'utilisation et des états limites ultimes.

La charge de roue utilisée dans les calculs est de 87,5 kN avec un coefficient de majoration dynamique (CMD) de 0,4.

La résistance à la compression du béton (f'_c) à 28 jours considérée dans les calculs est de 35 MPa.

La largeur maximale des fissures (w), considérée pour le calcul de ces dalles, est de 0,25 mm.

L'épaisseur d'enrobé considérée est de 65 mm.

8.2.2.2 Dalle continue sur plusieurs supports

Les dalles continues sur plusieurs supports sont calculées conformément à l'article 5.7.1.2 « Moments transversaux sur la section intérieure du tablier » de la norme CAN/CSA-S6.

La figure 8.2-1 montre la disposition type de l'armature.

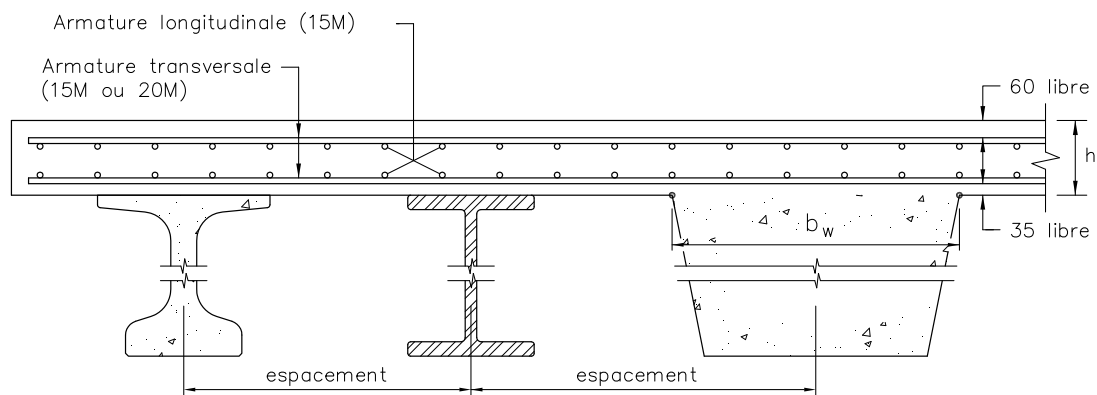


Figure 8.2-1 Disposition de l'armature

Les figures 8.2-2 et 8.2-3 sont des abaques donnant l'espacement de l'armature transversale en fonction de la portée utile « S » pour différentes épaisseurs de dalle. La figure 8.2-2 est l'abaque pour l'armature 15M et la figure 8.2-3 est l'abaque pour l'armature 20M. L'épaisseur « h » de la dalle doit être de 200 mm minimum. Dans l'éventualité où une précontrainte transversale doit être appliquée à l'intérieur d'une dalle, l'épaisseur « h » de la dalle doit être de 225 mm minimum.

L'armature transversale est choisie et placée perpendiculairement aux poutres principales; elle peut être placée suivant le biais du tablier si celui-ci ne dépasse pas 30°. L'espacement de l'armature est mesuré suivant l'axe des poutres principales. Si l'armature transversale est placée suivant le biais du tablier, l'espacement obtenu à l'aide des paramètres exprimés aux figures 8.2-2 et 8.2-3 doit être multiplié par le cosinus de l'angle du biais.

L'aire de l'armature longitudinale est égale à 67 % de l'aire de l'armature transversale. L'espacement maximal des armatures longitudinales est de 300 mm.

Les symboles suivants sont utilisés dans les figures 8.2-1 à 8.2-3.

h : épaisseur de la dalle, en mm
 S : portée utile

Pour différents types de tablier, la portée utile S (en mm) est équivalente à la distance S_e définie à la figure 5.3 « Définitions de S_p et S_e » de la norme CAN/CSA-S6.

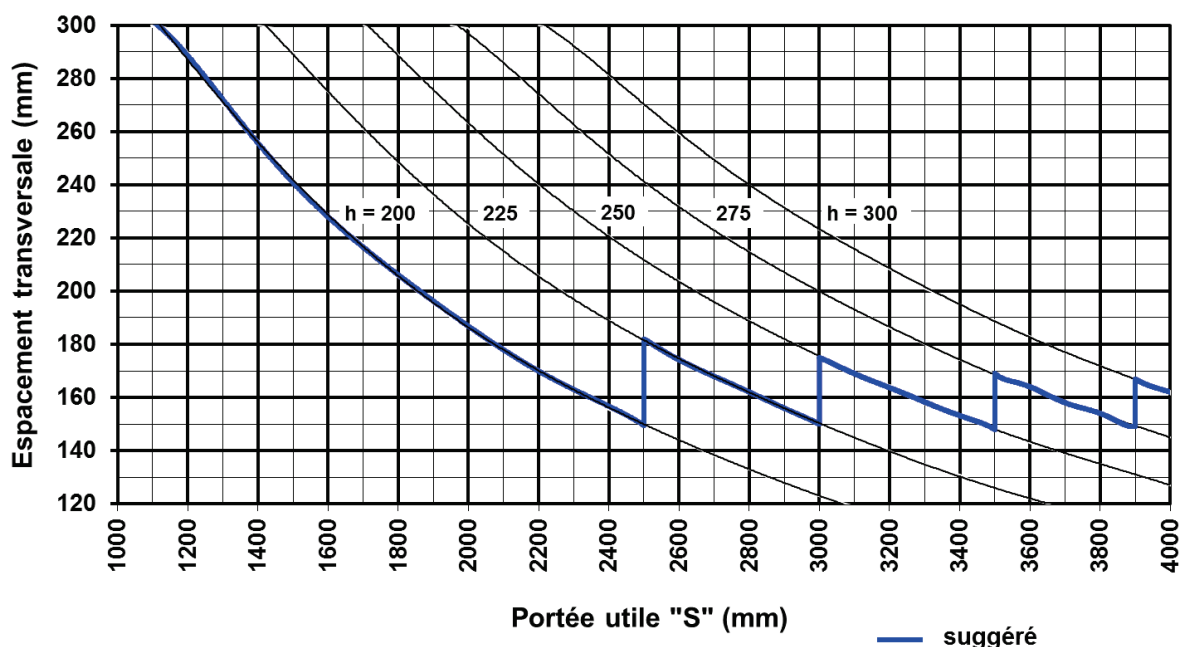


Figure 8.2-2 Armature principale 15M

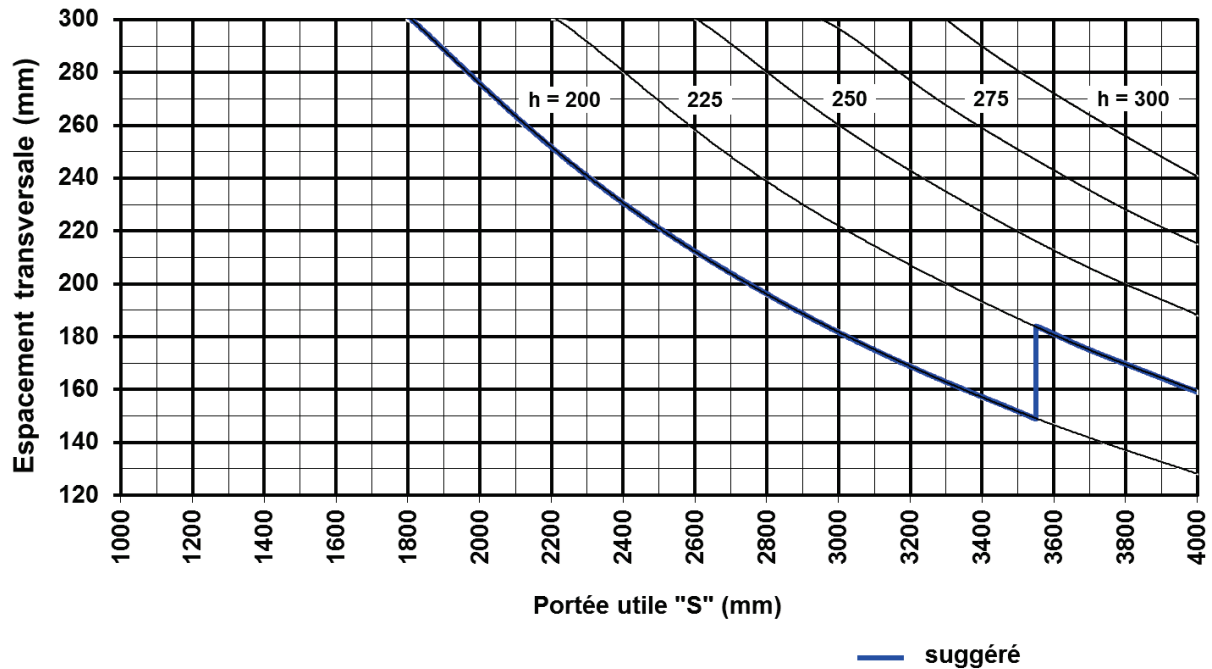


Figure 8.2-3 Armature principale 20M

8.2.2.3 Méthode empirique de la norme CAN/CSA-S6

La méthode empirique, décrite à l'article 8.18.4 « Méthode empirique de calcul » de la norme CAN/CSA-S6, pour le calcul de l'armature des dalles de ponts reposant sur des poutres préfabriquées en acier ou en béton précontraint peut être utilisée pour les ponts qui ne sont pas situés sur le réseau stratégique en soutien au commerce extérieur. L'épaisseur « h » de la dalle doit être de 200 mm minimum.

Cette méthode doit être utilisée après vérification de son applicabilité conformément aux spécifications des articles 8.18.4.1 « Généralités » et 8.18.4.2 « Dalles de tablier coulées en place », à l'exception de l'item c) de l'article 8.18.4.2 (réduction de ρ à 0,002), qui ne doit être appliqué en aucun cas. L'armature transversale peut être placée suivant le biais du tablier si celui-ci ne dépasse pas 30°. Le rapport d'armature est alors déterminé selon l'item d) de l'article 8.18.4.2.

Pour les parties en porte-à-faux de la dalle, il faut continuer d'utiliser les dispositions de l'article 8.2.2.4 du présent manuel et déterminer l'armature requise à l'aide de la figure 8.2-5 de cet article.

8.2.2.4 Dalle en porte-à-faux

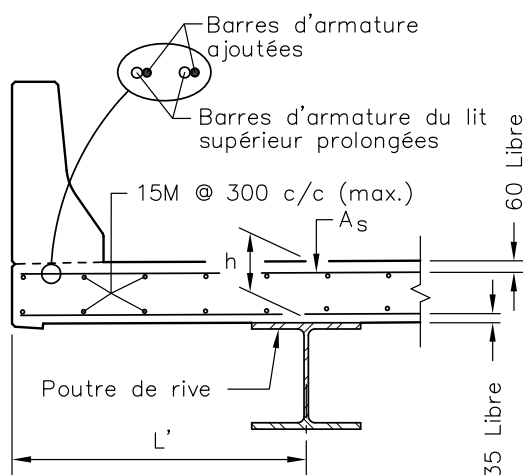
Les dalles en porte-à-faux sont calculées conformément aux articles 5.7.1.3 « Moments transversaux sur la section inférieure du tablier » et 5.7.1.5 « Moments transversaux dans les dalles en porte-à-faux dus aux charges qui s'exercent sur les dispositifs de retenue » de la norme CAN/CSA-S6.

En plus de l'effort dû à la charge de roue, les efforts engendrés par les charges sur les dispositifs de retenue sont également considérés (dispositif de retenue en béton de niveau d'essai TL-5 et en acier de niveau d'essai TL-4). La figure 8.2-4 montre la disposition type de l'armature.

La figure 8.2-5 est un abaque donnant la quantité d'armature transversale requise dans la partie supérieure de la dalle en fonction de la longueur du porte-à-faux L pour différentes épaisseurs de dalle. Pour différents types de tablier, la longueur du porte-à-faux L (en mm) est équivalente à la valeur de S_p définie à la figure 5.3 « Définitions de S_p et S_e » de la norme CAN/CSA-S6. Si l'armature transversale est placée suivant le biais du tablier, la quantité d'armature obtenue à l'aide des paramètres exprimés à la figure 8.2-5 doit être divisée par le cosinus au carré de l'angle du biais.

On obtient cette armature en prolongeant les barres d'armature transversales du lit supérieur des panneaux intérieurs de la dalle. Lorsque l'armature prolongée est insuffisante, on ajoute les barres nécessaires, de longueur égale à $L + 900$ (en mm), en les juxtaposant aux barres du lit supérieur. Ces barres doivent couvrir toute la longueur du porte-à-faux.

Pour le cas où l'armature des panneaux intérieurs de la dalle est déterminée à l'aide de la méthode empirique de la norme CAN/CSA-S6, les barres d'armature ajoutées à celles prolongées des panneaux intérieurs doivent avoir une longueur égale à la plus grande des valeurs suivantes (en mm) : $(L + 2000)$ ou $(L + \text{espacement des poutres})$. Autrement, la longueur des barres d'armature ajoutées peut être déterminée par le concepteur.



NOTES :

- 1) A_s = aire d'armature requise à l'encastrement par mètre de largeur de dalle
- 2) h : épaisseur de la dalle à l'encastrement
- 3) Pour $L < 0,75$ m, utiliser A_s requis à 0,75 m

Figure 8.2-4 Disposition de l'armature

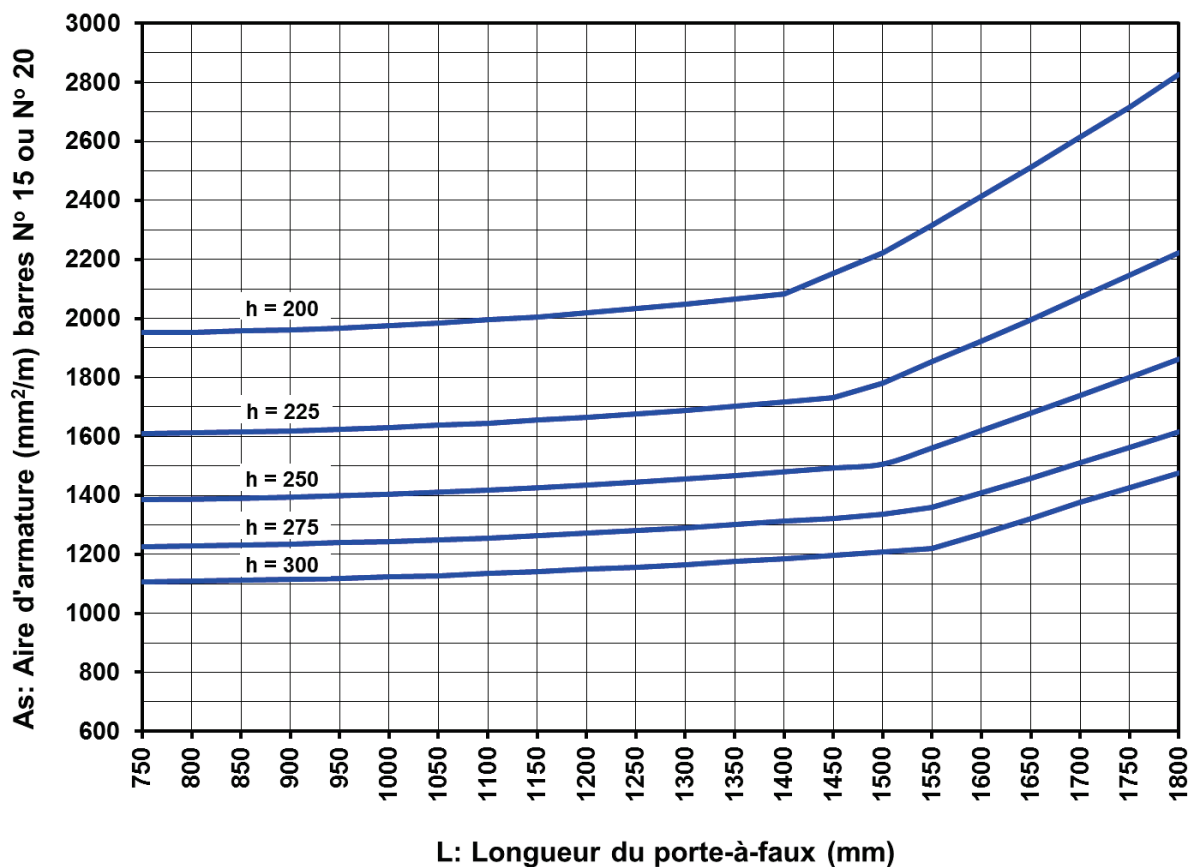


Figure 8.2-5 Quantité d'armature requise

8.2.2.5 Armature supplémentaire pour goussets

Lorsque la hauteur des goussets fait en sorte que la distance entre le dessus de la barre transversale de la nappe inférieure d'armature de la dalle et le dessous de la tête des goujons ou des étriers des poutres est inférieure à 25 mm, le concepteur doit prévoir l'ajout de barres d'armature pour relier la dalle aux poutres (voir les dessins types de la section « Dalle » de l'annexe A du *Manuel de dessins des structures*).

La quantité d'armature à ajouter doit normalement, correspondre à la section des goujons ou des étriers des poutres. Par contre, afin de réduire les risques de congestion d'armature à mettre en place, le concepteur peut calculer de façon plus précise la quantité d'armature supplémentaire requise pour reprendre le flux de cisaillement entre la poutre et la dalle.

8.2.3 Diaphragme en béton armé

Dans les tabliers à poutres, nous retrouvons deux types de diaphragmes : les diaphragmes d'extrémité et les diaphragmes intermédiaires.

Les diaphragmes d'extrémité ont pour fonction de stabiliser le tablier du pont aux charges latérales comme un séisme ou le vent, en transférant ces charges vers les fondations. De plus, les diaphragmes d'extrémité procurent une rigidité de torsion aux poutres principales et permettent le levage du tablier.

De leur côté, les diaphragmes intermédiaires stabilisent les poutres contre le déversement et rigidifient le tablier aux surcharges routières.

8.2.3.1 Diaphragme intermédiaire

Profondeur : 300 mm de moins que la poutre principale d'un tablier à poutres coulées en place; pour les poutres préfabriquées NEBT, se référer à l'article 8.2.3.4.

Largeur : 250 mm.

Armature : Le minimum exigé pour les poutres fléchies. Les diaphragmes intermédiaires n'ont pas été conçus pour être considérés dans une analyse par éléments finis ou par grillage.

8.2.3.2 Diaphragme d'extrémité à la culée

Profondeur : La même que celle de la poutre principale d'un tablier à poutres coulées en place; pour les poutres préfabriquées NEBT, se référer à l'article 8.2.3.4.

Largeur : 1 000 mm à l'extrémité d'un tablier précontraint par post-tension; 500 mm dans les autres cas; pour les poutres préfabriquées NEBT, se référer à l'article 8.2.3.4.

Disposition : Le diaphragme doit être centré par rapport aux appareils d'appui.

Armature : En plus d'être calculé comme poutre de rive et comme contreventement de tablier, le diaphragme doit être calculé comme poutre de levage : on considère que les vérins sont placés sous le diaphragme à 300 mm de la semelle inférieure des poutres principales. Dans le cas particulier des tabliers à poutres préfabriquées de type NEBT 1800, on considère que les vérins sont placés à 425 mm de la semelle inférieure de la poutre. Les diaphragmes sont conçus pour supporter la charge permanente du tablier et la surcharge due aux véhicules automobiles (5 kN/m/voie sans impact).

8.2.3.3 Diaphragme au-dessus d'une pile

Tablier continu

Profondeur : La même que celle de la poutre principale.

Largeur : Au moins 1 000 mm pour un tablier précontraint par post-tension.
Au moins 600 mm avec un espace libre de 300 mm entre les bouts des poutres préfabriquées.

Armature : Mêmes exigences qu'un diaphragme d'extrémité à la culée.

Tablier non continu

Pour les tabliers non continus, se référer à l'article 8.2.3.2

8.2.3.4 Diaphragmes des tabliers à poutres préfabriquées NEBT

La norme CAN/CSA-S6 exige que des diaphragmes soient prévus aux culées et aux piles. Les diaphragmes sont dimensionnés selon les critères mentionnés à la section 8.2.3 du présent chapitre.

Les figures 8.2-6, 8.2-7 et 8.2-8 donnent les caractéristiques (dimensions et armature) des diaphragmes types pour les tabliers à poutres préfabriquées de type NEBT.

L'espacement et la portée des poutres préfabriquées considérées dans le dimensionnement des diaphragmes doit respecter les limites des figures 8.3-6 à 8.3-10. La résistance à la compression du béton (f'_c) à 28 jours est d'au moins 35 MPa, et la nuance de l'acier d'armature 400 MPa.

Diaphragmes intermédiaires

L'espacement des diaphragmes intermédiaires ne doit pas dépasser 15 m.

Le nombre de diaphragmes intermédiaires (n) est fonction de la longueur de la poutre, avec un espacement maximal de 15 m (voir le tableau 8.2-1).

Tableau 8.2-1 Nombre de diaphragmes intermédiaires

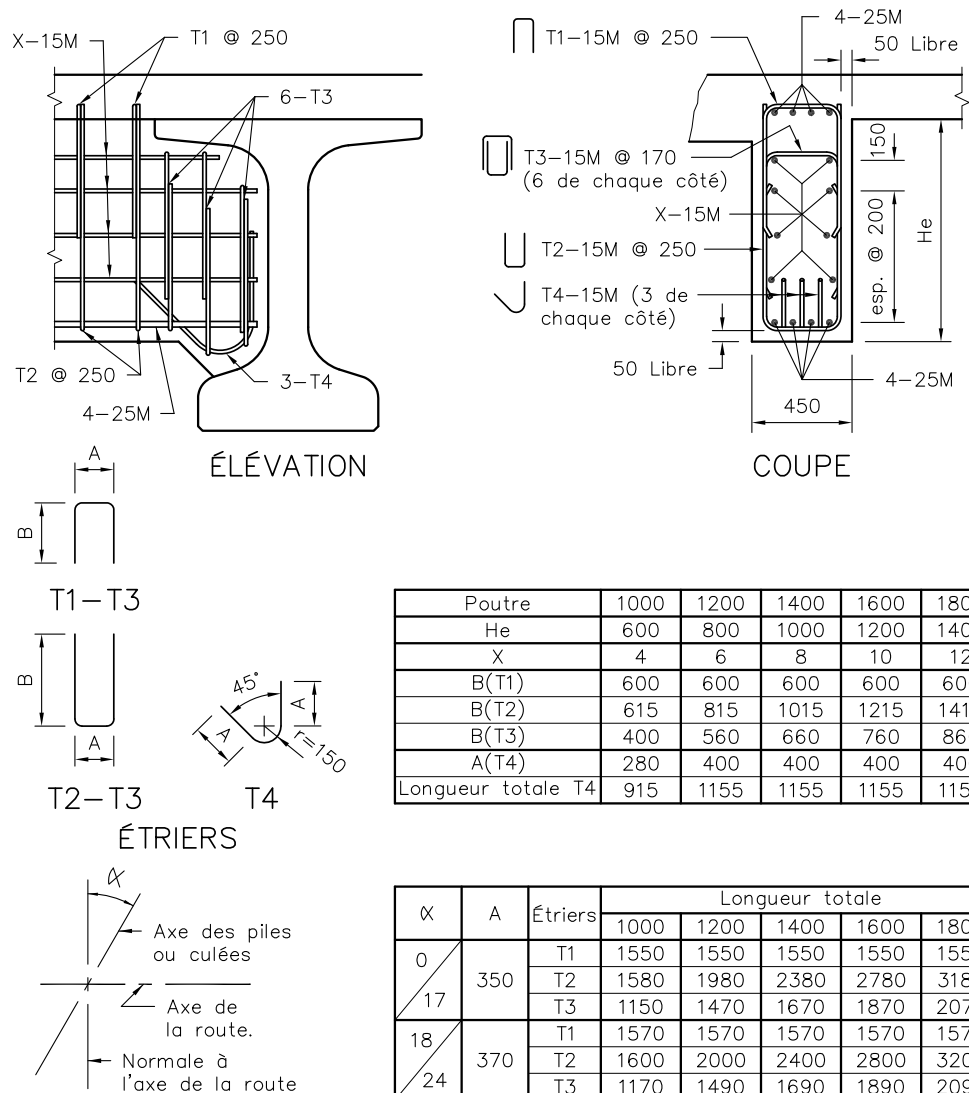
Nombre de diaphragmes (n)	Longueur de la poutre (L)
0	$10 < L \leq 15$
1	$15 < L \leq 30$
2	$30 < L \leq 45$

Diaphragmes d'extrémité

La stabilité transversale d'un tablier à poutres préfabriquées provient de la combinaison d'un diaphragme d'extrémité et de butées transversales constituées de butoirs en béton armé ou d'appareils d'appui « fixe ».

Les charges latérales appliquées sur le tablier sont résistées par le champ de compression développé dans le diaphragme prenant appui sur les butées. La capacité aux charges latérales des diaphragmes d'extrémité illustrés à la figure 8.2-6 est fonction de la résistance à la compression du béton f'_c de ces derniers. Pour un béton de 35 MPa, la résistance à l'effort horizontal latéral EQ des diaphragmes d'extrémité aux états limites ultimes est évaluée à 1 450 kN.

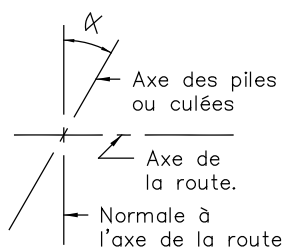
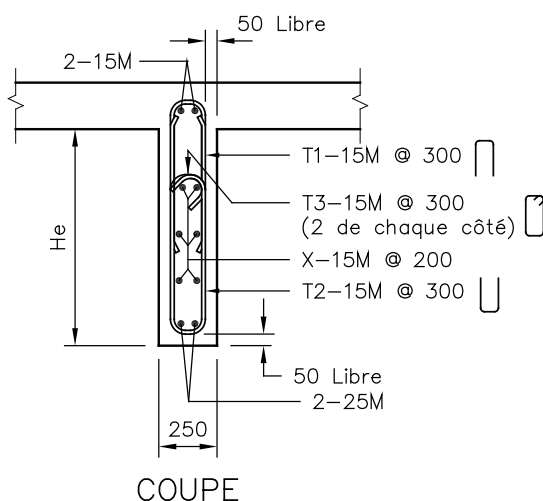
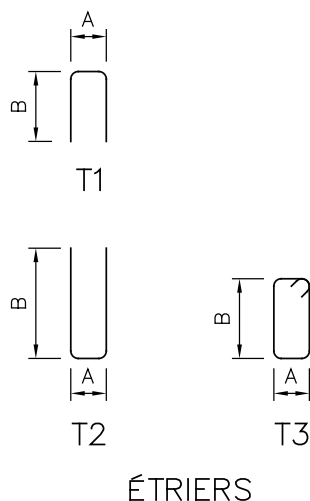
La figure 8.2-9 illustre trois agencements de butoirs en béton armé à la culée « mobile » pour différentes intensités de charges latérales appliquées à l'appui. Les butoirs doivent être en nombre suffisant pour que la charge appliquée sur le diaphragme n'excède pas leur capacité.



Poutre	1000	1200	1400	1600	1800
He	600	800	1000	1200	1400
X	4	6	8	10	12
B(T1)	600	600	600	600	600
B(T2)	615	815	1015	1215	1415
B(T3)	400	560	660	760	860
A(T4)	280	400	400	400	400
Longueur totale T4	915	1155	1155	1155	1155

α	A	Étriers	Longueur totale				
			1000	1200	1400	1600	1800
0 17	350	T1	1550	1550	1550	1550	1550
		T2	1580	1980	2380	2780	3180
		T3	1150	1470	1670	1870	2070
18 24	370	T1	1570	1570	1570	1570	1570
		T2	1600	2000	2400	2800	3200
		T3	1170	1490	1690	1890	2090
25 29	385	T1	1585	1585	1585	1585	1585
		T2	1615	2015	2415	2815	3215
		T3	1185	1505	1705	1905	2105
30 33	405	T1	1605	1605	1605	1605	1605
		T2	1635	2035	2435	2835	3235
		T3	1205	1525	1725	1925	2125
34 36	420	T1	1620	1620	1620	1620	1620
		T2	1650	2050	2450	2850	3250
		T3	1220	1540	1740	1940	2140
37 39	440	T1	1640	1640	1640	1640	1640
		T2	1670	2070	2470	2870	3270
		T3	1240	1560	1760	1960	2160

Figure 8.2-6 Diaphragme d'extrémité – Tablier non continu



Poutre	1000	1200	1400	1600	1800
He	530	730	930	1130	1330
X	2	4	6	8	10
B(T1)	555	655	655	655	655
B(T2)	545	745	945	1145	1345
B(T3)	285	485	685	885	1085

Notes:

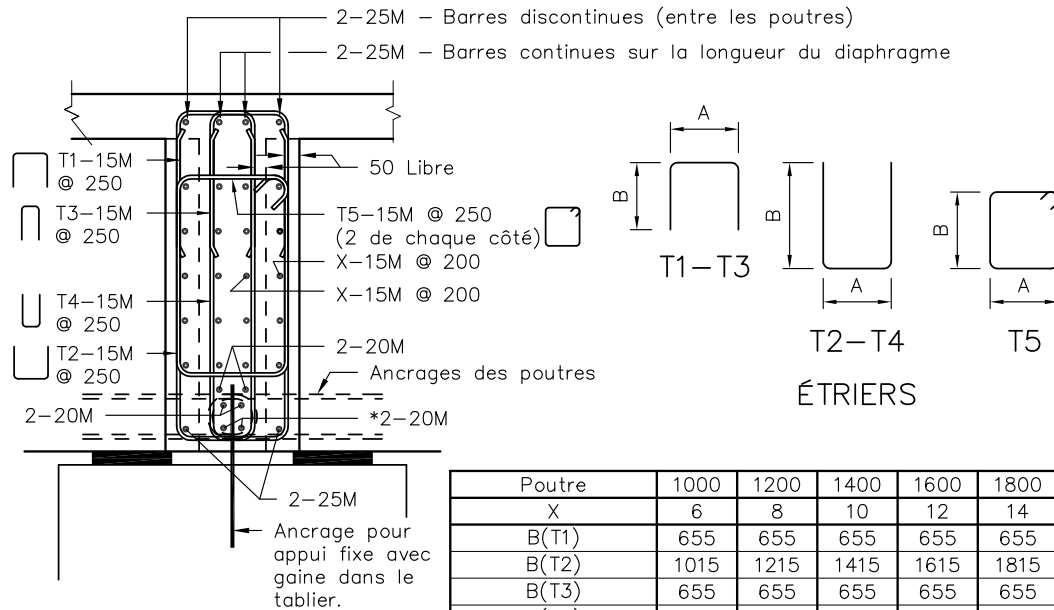
α = biais du pont

- T1, T2 et T3 sont placées parallèlement à l'axe des poutres.
- La première T3 est placée à 125 mm de l'âme des poutres.
- L'espacement des étriers est mesuré suivant l'axe du diaphragme.

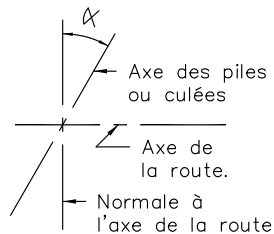
α	A	Étriers	Longueur totale				
			1000	1200	1400	1600	1800
0 17	150	T1	1260	1460	1460	1460	1460
		T2	1240	1640	2040	2440	2840
		T3	1210	1550	1950	2350	2750
18 24	160	T1	1270	1470	1470	1470	1470
		T2	1250	1650	2050	2450	2850
		T3	1170	1570	1970	2370	2770
25 29	165	T1	1275	1475	1475	1475	1475
		T2	1255	1655	2055	2455	2855
		T3	1180	1580	1980	2380	2780
30 33	175	T1	1285	1485	1485	1485	1485
		T2	1265	1665	2065	2465	2865
		T3	1200	1600	2000	2400	2800
34 36	180	T1	1290	1490	1490	1490	1490
		T2	1270	1670	2070	2470	2870
		T3	1210	1610	2010	2410	2810
37 39	190	T1	1300	1500	1500	1500	1500
		T2	1280	1680	2080	2480	2880
		T3	1230	1630	2030	2430	2830

Pour les dimensions des autres barres, voir dessins types des diaphragmes pour poutre NEBT

Figure 8.2-7 Diaphragme intermédiaire



COUPE



Notes:

α = biais du pont

– L'espacement des étriers est mesuré suivant l'axe du diaphragme.

– T1, T2, T3, T4 et T5 sont placées parallèlement à l'axe des poutres.

* Ces barres sont continues sur toute la longueur du diaphragme lorsque le dévers est unique mais se chevauchent vis-à-vis un changement de dévers. Pour faciliter la pose, la longueur maximale de ces barres est de 7 m et les joints par chevauchement sont alternés et mis hors des crochets.

– Sur appui fixe, l'ancrage ne devrait pas se trouver dans l'axe des poutres et à moins de 850 mm de part et d'autre de l'axe de la poutre.

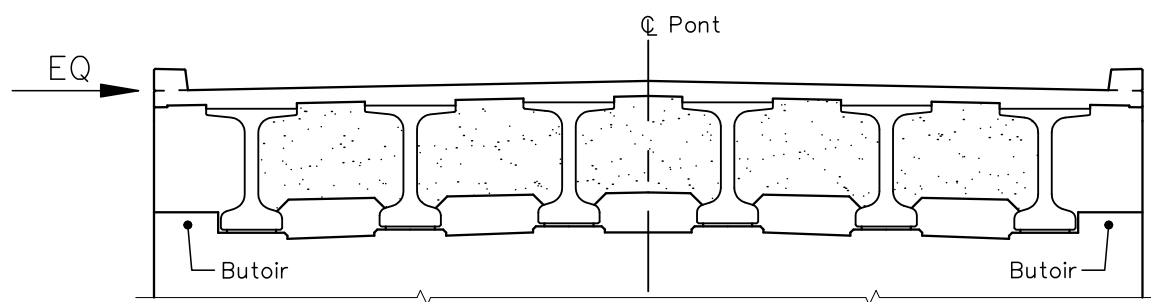
– La première T5 est placée à 125 mm de l'âme des poutres.

Pour les dimensions des autres barres, voir dessins types des diaphragmes pour poutre NEBT

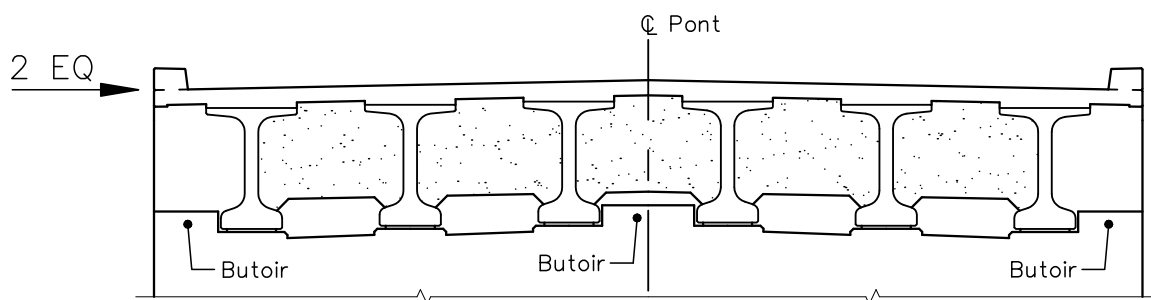
Poutre	1000	1200	1400	1600	1800
X	6	8	10	12	14
B(T1)	655	655	655	655	655
B(T2)	1015	1215	1415	1615	1815
B(T3)	655	655	655	655	655
B(T4)	1015	1215	1415	1615	1815
B(T5)	500	700	900	1100	1300

α	A	Étriers	Longueur totale				
			1000	1200	1400	1600	1800
0	500	T1	1810	1810	1810	1810	1810
		T2	2530	2930	3330	3730	4130
	200	T3	1510	1510	1510	1510	1510
		T4	2230	2630	3030	3430	3830
17	500	T5	2280	2680	3080	3480	3880
18	525	T1	1835	1835	1835	1835	1835
		T2	2555	2955	3355	3755	4155
	210	T3	1520	1520	1520	1520	1520
		T4	2240	2640	3040	3440	3840
24	525	T5	2330	2730	3130	3530	3930
25	550	T1	1860	1860	1860	1860	1860
		T2	2580	2980	3380	3780	4180
	220	T3	1530	1530	1530	1530	1530
		T4	2250	2650	3050	3450	3850
29	550	T5	2380	2780	3180	3580	3980
30	575	T1	1885	1885	1885	1885	1885
		T2	2605	3005	3405	3805	4205
	230	T3	1540	1540	1540	1540	1540
		T4	2260	2660	3060	3460	3860
33	575	T5	2430	2830	3230	3630	4030
34	605	T1	1915	1915	1915	1915	1915
		T2	2635	3035	3435	3835	4235
	240	T3	1550	1550	1550	1550	1550
		T4	2270	2670	3070	3470	3870
36	605	T5	2490	2890	3290	3690	4090
37	625	T1	1935	1935	1935	1935	1935
		T2	2655	3055	3455	3855	4255
	250	T3	1560	1560	1560	1560	1560
		T4	2280	2680	3080	3480	3880
39	625	T5	2530	2930	3330	3730	4130

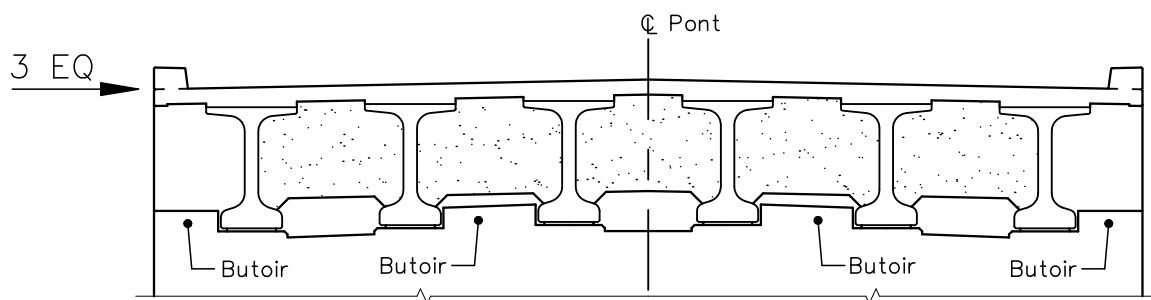
Figure 8.2-8 Diaphragme sur pile – Tablier continu



2 BUTOIRS EXTÉRIEURS



2 BUTOIRS EXTÉRIEURS + 1 BUTOIR INTÉRIEUR



2 BUTOIRS EXTÉRIEURS + 2 BUTOIRS INTÉRIEURS

Figure 8.2-9 Agencements de butoirs

8.2.4 Tabliers de type dalle pleine en béton armé ou précontraint, de type portique en béton armé ou précontraint et de type pont à dalle épaisse à béquille en béton armé ou précontraint

8.2.4.1 Généralités

Contrairement aux modalités prévues à l'article 8.9.1.2 « Zones exigeant une armature transversale » de la norme CAN/CSA-S6, les tabliers de pont des types dalle pleine en béton armé ou précontraint, portique en béton armé ou précontraint et pont à dalle épaisse à béquilles en béton armé ou précontraint, qu'ils soient à travée simple ou à travées continues, doivent tous être munis d'une armature transversale de cisaillement. Pour la suite de cet article, ces divers types de tabliers seront référés sous l'appellation dalle pleine.

L'épaisseur minimale requise pour une dalle pleine est de 300 mm.

Pour la signification des symboles utilisés dans cet article, voir l'article 8.3 « Symboles » de la norme CAN/CSA-S6.

8.2.4.2 Armature transversale de cisaillement requise structuralement

Pour les dalles pleines où l'armature transversale de cisaillement est requise structuralement ($V_f > V_c$), l'armature transversale de cisaillement et la résistance pondérée au cisaillement doivent être déterminées selon les prescriptions retrouvées à l'article 8.9 « Cisaillement et torsion » de la norme CAN/CSA-S6 à l'aide de la méthode générale.

L'espacement maximal de l'armature transversale de cisaillement, selon l'axe parallèle à l'armature principale de flexion (en général selon l'axe longitudinal du pont), doit être déterminé selon l'article 8.14.6 « Espacement maximal de l'armature de cisaillement et de torsion » de la norme CAN/CSA-S6.

L'espacement maximal de l'armature transversale de cisaillement, selon l'axe perpendiculaire à l'armature principale de flexion, doit être déterminé selon les critères suivants :

Si V_f est inférieur ou égal à $(0,10 \phi_c f'_c b_v d_v + V_p)$ et T_f est inférieur ou égal à $0,25 T_{cr}$, cet espacement maximal ne doit pas dépasser la moindre des valeurs suivantes :

600 mm ou $1,1 d_v$

Si V_f est supérieur à $(0,10 \phi_c f'_c b_v d_v + V_p)$ ou si T_f est supérieur à $0,25 T_{cr}$, ces valeurs doivent être réduites de moitié, soit la moindre des valeurs suivantes :

300 mm ou $0,55 d_v$

8.2.4.3 Armature transversale de cisaillement non requise structuralement

Pour les dalles pleines où l'armature transversale de cisaillement n'est pas requise structuralement ($V_f \leq V_c$), on doit considérer l'ajout d'une armature transversale de cisaillement minimale permettant d'assurer une ductilité supérieure à la structure en cas de rupture en cisaillement. L'armature minimale et les exigences particulières s'y rapportant, qui sont recommandées à l'intérieur de cet article, doivent permettre d'assurer que tout plan de fissuration en cisaillement soit intercepté par au moins une série de branches d'armature transversale de cisaillement. La présence d'armature transversale de cisaillement vient donc limiter l'ouverture des fissures de cisaillement et leur propagation dans la structure, et fournit un minimum de retenue transversale aux armatures principales de flexion.

L'armature transversale de cisaillement minimale recommandée dans cet article ne doit pas être prise en compte lors du calcul de la résistance pondérée au cisaillement, étant donné que l'on ne respecte pas intégralement les exigences à ce sujet contenues dans la norme CAN/CSA-S6. Seule la contribution du béton (V_c) doit être retenue dans le calcul de la résistance pondérée au cisaillement. Cette résistance doit être calculée, en omettant la présence d'armature transversale de cisaillement, à l'aide de la méthode générale retrouvée à l'article 8.9 « Cisaillement et torsion » de la norme CAN/CSA-S6.

Les exigences particulières suivantes doivent être respectées :

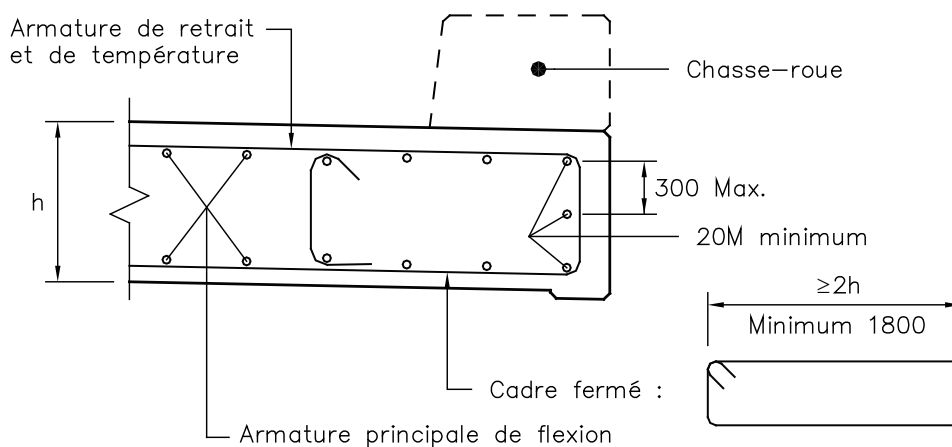
- L'aire minimale d'armature transversale de cisaillement ne doit pas être inférieure à la quantité déterminée à l'aide de l'équation retrouvée à l'article 8.9.1.3 « Aire minimale d'armature transversale » de la norme CAN/CSA S6.
- V_f doit être inférieur ou égal à $(0,10 \phi_c f'_c b_v d_v + V_p)$ et T_f doit être inférieure ou égale à $0,25 T_{cr}$.
- L'espacement maximal de l'armature transversale de cisaillement, selon l'axe parallèle à l'armature principale de flexion (en général, selon l'axe longitudinal du pont), ne doit pas dépasser la moindre des valeurs suivantes : 600 mm ou $1,10 d_v$. De plus, le dernier paragraphe de l'article 8.14.6 « Espacement maximal de l'armature de cisaillement et de torsion » de la norme CAN/CSA-S6 doit être respecté.
- L'espacement maximal de l'armature transversale de cisaillement, selon l'axe perpendiculaire à l'armature principale de flexion, ne doit pas dépasser la moindre des valeurs suivantes : 600 mm ou $2,0 d_v$.
- La valeur de l'angle d'inclinaison θ ne doit pas dépasser 42° ($d_v \cot \theta = d_v \cot [42^\circ] = 1,1 d_v = 1,1 d_v$) pour assurer que tout plan de fissuration en cisaillement soit intercepté par au moins une série de branches d'armature transversale de cisaillement.

Dans l'éventualité où les exigences particulières précédentes n'étaient pas toutes respectées, l'armature transversale de cisaillement et la résistance pondérée au cisaillement doivent alors être déterminées selon les prescriptions retrouvées à l'article 8.9 « Cisaillement et torsion » de la norme CAN/CSA-S6 à l'aide de la méthode générale.

8.2.4.4 Autres considérations

L'espacement de l'armature transversale de cisaillement, selon l'axe parallèle à l'armature principale de flexion, devrait être un quotient de 300 mm (100 mm, 150 mm, 300 mm, 450 mm ou 600 mm) de façon à s'harmoniser à l'espacement de l'armature de retrait et température (au maximum 300 mm) qui est placée selon un axe plus ou moins orthogonal à l'axe de l'armature principale de flexion (selon que le pont est droit ou biais). De plus, les espacements proposés permettent de s'harmoniser au pas requis pour la mise en place des supports des gaines utilisées dans les dalles pleines précontraintes. Ces supports sont fixés sur l'armature transversale de cisaillement à tous les 600 mm ou moins.

Le long des bords libres (aux limites transversales du tablier), on doit prévoir des armatures de rive longitudinales et transversales de cisaillement comme il est proposé sur la figure 8.2-10.

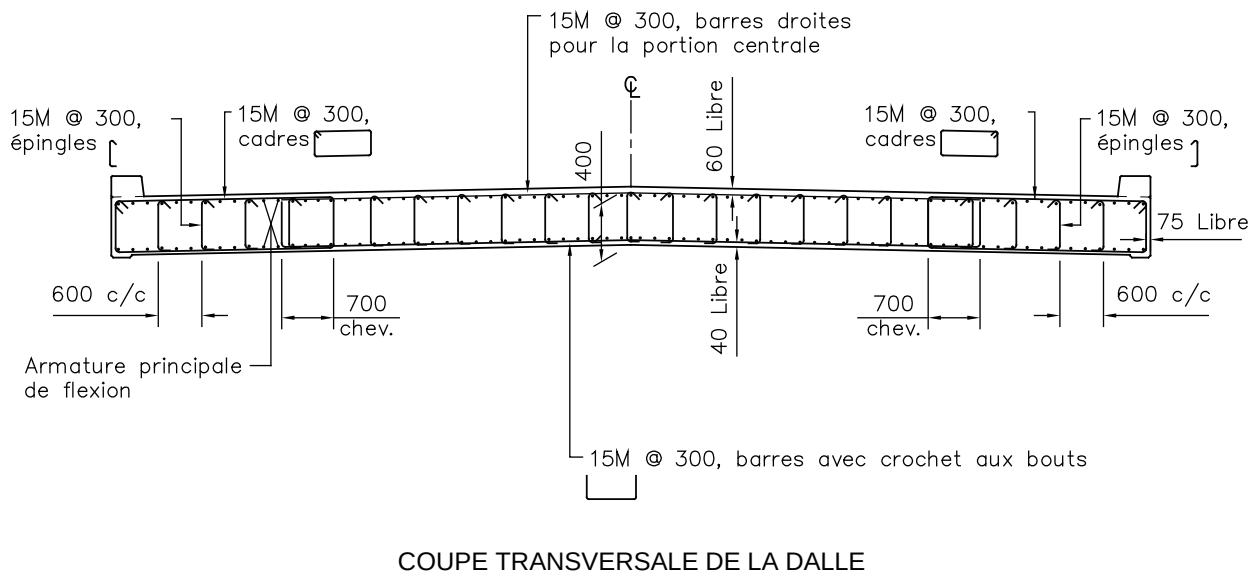


Notes :

- L'armature du chasse-roue, trottoir et/ou glissière en béton armé n'est pas indiquée sur la figure pour des raisons de clarté.
- L'armature courante prévue pour une dalle pleine peut tenir le rôle d'armature de rive.

Figure 8.2-10 Armature de bords libres

À titre d'exemple, le patron d'armature apparaissant sur la coupe transversale retrouvée à la figure 8.2-11 a été défini pour la dalle d'un portique en béton armé typique de ceux retrouvés sur le réseau routier québécois, en suivant les recommandations indiquées aux articles 8.2.4.3 et 8.2.4.4 de ce manuel.



Note :

Ce dessin est incomplet et n'est présenté qu'à titre d'exemple pour démontrer l'application, à un cas particulier, des recommandations retrouvées aux articles 8.2.4.3 et 8.2.4.4 de ce manuel, en ce qui a trait à l'armature transversale de cisaillement à prévoir dans la dalle d'un portique en béton armé.

Figure 8.2-11 Dalle de portique en béton armé typique

8.2.5 Butoir en béton armé

Les butoirs en béton armé procurent un support transversal aux tabliers de pont sous des charges latérales comme un séisme ou le vent. Par cisaillement, les butoirs transfèrent les réactions latérales du tablier vers les fondations (culée ou pile). En général, ce type d'élément se retrouve aux unités de support « mobile » pour les tabliers à poutres préfabriquées en béton.

La figure 8.2-12 illustre les différents paramètres géométriques et la disposition des armatures dans les butoirs. Les butoirs sont calculés conformément à la section 8.9.5 « Transmission de cisaillement d'interface » de la norme CAN/CSA-S6.

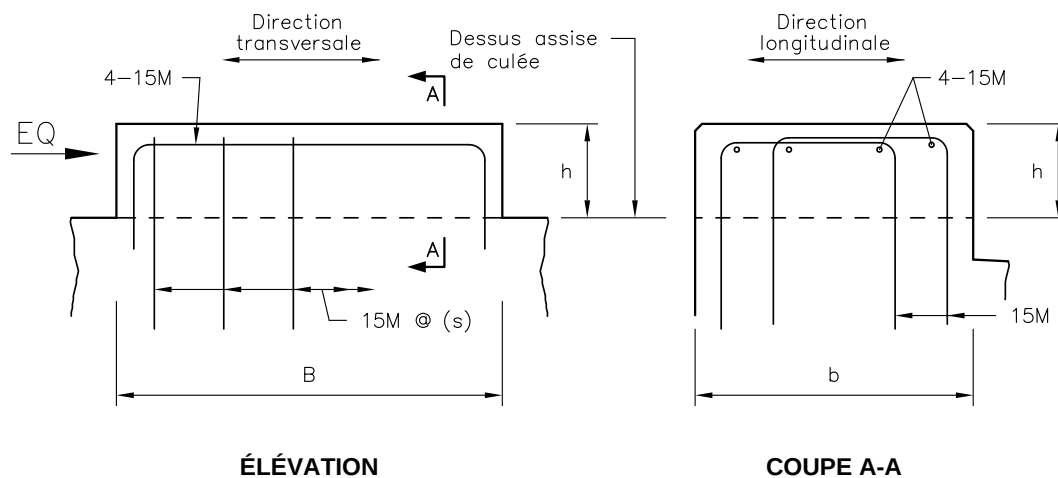
À titre d'exemple, le tableau 8.2-2 donne la capacité ultime de butoirs ayant la même quantité d'armature A_{vf} :

Tableau 8.2-2 Capacité des butoirs

Résistance à l'effort tranchant aux ÉLUL				
B (mm)	b (mm)	A_{vf} (mm ²)	ρ_v (%)	V_r (kN)
850	800	5600	0,824	2862
1650	800	5600	0,424	3342

Les valeurs ci-dessus sont valides si le béton du butoir est monolithique avec l'unité de support et que sa résistance en compression f'_c est d'au moins 35 MPa. De plus, on recommande un rapport d'armature ρ_v d'au moins 0,40 %.

Le nombre de butoirs requis dépend de la résistance de ces derniers et de la résistance des diaphragmes d'extrémité, la condition la plus sévère étant retenue.



Hauteur minimale du butoir h_{min}
 $h_{min} = 170 + \text{épaisseur appareil d'appui (mm)}$

Figure 8.2-12 Butoir en béton armé à la culée

8.2.6 Mur en retour en console

Le mur en retour en console est calculé conformément à la norme CAN/CSA-S6 et respecte les critères des états limites d'utilisation et des états limites ultimes.

Le contrôle de la fissuration doit faire en sorte que :

$$w \leq 0,35 \text{ mm}$$

La résistance à la compression du béton (f'_c) à 28 jours considérée dans les calculs est de 35 MPa.

La figure 8.2-13 illustre la disposition type de l'armature d'un mur en retour en console d'une épaisseur de 450 mm.

La longueur du mur en retour en console (L) est mesurée à partir de la face arrière du garde-grève d'une culée, de la béquille d'un portique ou du côté d'un ponceau.

Lorsqu'un mur en retour en console prolonge un mur en retour sur semelle, la disposition de l'armature du mur en retour en console doit être celle de la figure 8.2-13; le mur en retour sur semelle peut être considéré comme un mur vertical et être dimensionné en conséquence, tout en tenant compte de la poussée additionnelle et des efforts provenant du mur en retour en console.

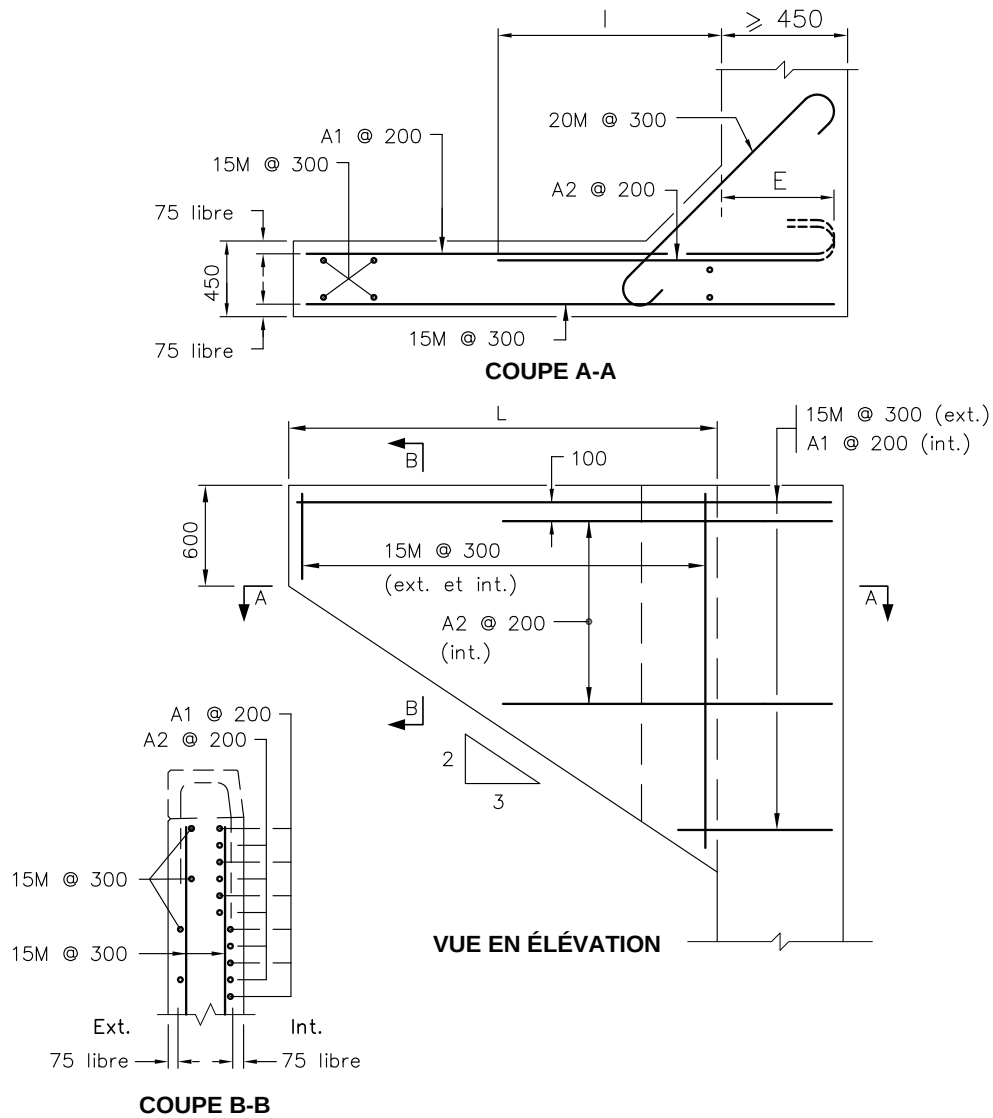
8.2.7 Portique en béton armé

De façon générale, l'armature principale de flexion d'un portique est disposée selon l'arrangement illustré à la figure 8.2-14. Dans la mesure du possible et à la suite des résultats de l'analyse structurale, les proportions géométriques illustrées sur cette figure sont à privilégier.

L'armature de cisaillement du tablier doit respecter les exigences de l'article 8.2.4

8.2.8 Dispositions constructives

En présence d'éléments fortement armés comme les piles et chevêtres résistants aux efforts sismiques, le concepteur doit tenir compte dans le détail de la disposition de l'armature des difficultés de mise en place du béton. En plus de choisir un béton approprié à cet usage (comme un béton semi-autoplaçant de type XVII), un ferrailage muni de réservations permettant le passage de la ligne de pompage assurera une meilleure mise en œuvre du béton. Ces réservations devraient avoir une ouverture minimale de 300 mm de côté.



L (m)	A1 Barre	A2		
		Barre	l (mm)	Nombre
3	15M	—	—	—
4	25M	—	—	—
5	20M	20M	2000	11
6	25M	25M	2500	13
7	30M	25M	3000	12

Longueur minimale de scellement (E) des barres A1 et A2 (mm)		
Barre		
15M	400	190
20M	475	235
25M	770	300
30M	900	355

Figure 8.2-13 Mur en retour en console

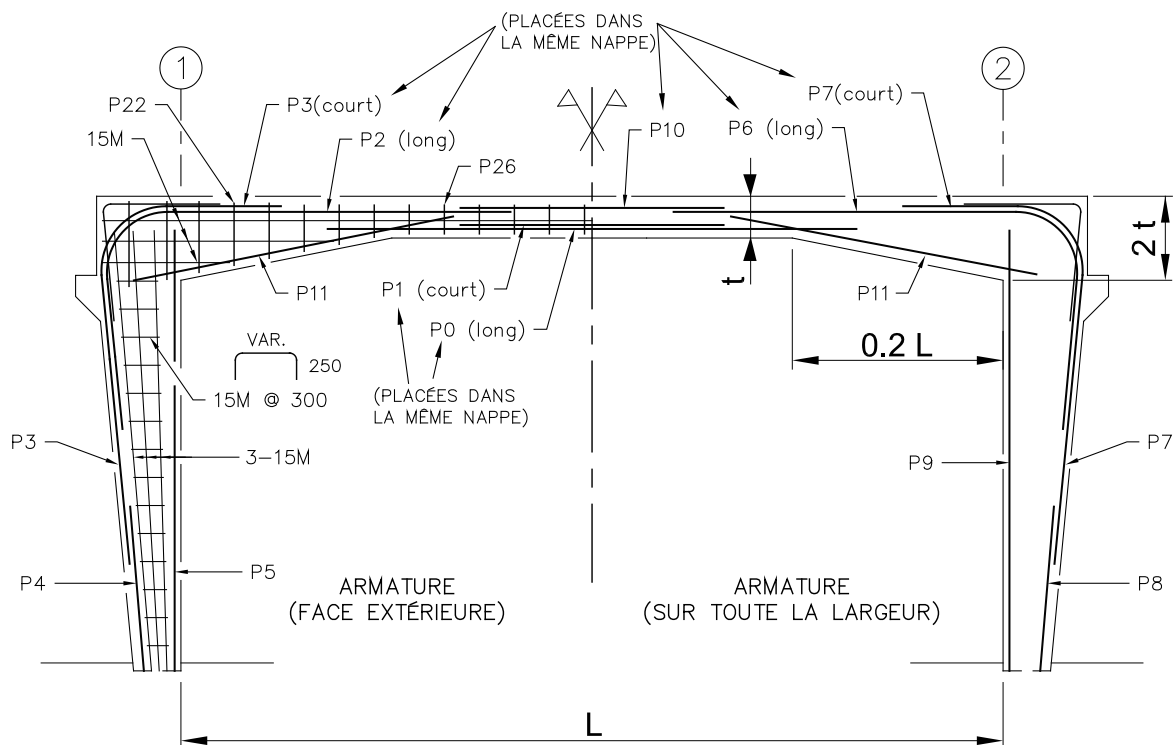


Figure 8.2-14 Armature principale de flexion d'un portique

8.3 BÉTON PRÉCONTRAIT

8.3.1 Généralités

Le dimensionnement des éléments en béton précontraint doit respecter les exigences de la norme CAN/CSA-S6 à moins d'une indication contraire dans la présente section.

Ces éléments doivent être dimensionnés de façon à ce qu'aucune fissuration ne soit permise et que les contraintes induites respectent les limites prescrites pour le béton précontraint en place et le béton précontraint préfabriqué.

Le béton précontraint en place est réalisé par post-tension et le béton précontraint préfabriqué est réalisé par prétension, par post-tension ou par une combinaison des deux.

8.3.2 Béton précontraint en place

8.3.2.1 Conception

Les notions qui suivent s'appliquent à la précontrainte par post-tension en général.

Il est généralement préférable de ne pas spécifier aux documents de soumission un procédé de précontrainte en particulier. Il faut laisser aux entrepreneurs le choix du procédé, tout en spécifiant aux plans et devis les exigences pour l'acceptation du procédé proposé. Dans le cas de structures non-courantes pour lesquelles l'intensité et l'orientation des contraintes principales dans le tablier sont très complexes, il peut s'avérer préférable que la précontrainte soit détaillée sur les plans de soumission (type de câbles, position des câbles, zones d'ancrage, etc.) sans toutefois spécifier un procédé en particulier.

- Les calculs de la précontrainte doivent être effectués en fonction du procédé de précontrainte choisi, sans toutefois produire le plan d'exécution de la précontrainte. Ces calculs permettent :
 - de vérifier le dimensionnement des éléments de la structure;
 - de déterminer la résistance requise du béton;
 - d'appliquer aux éléments structuraux principaux et autres éléments de l'ouvrage qui ne sont pas directement sollicités par la précontrainte les efforts et mouvements créés par celle-ci et faire le dimensionnement de ces éléments : choix des armatures transversales de cisaillement, des appareils d'appui, des joints de tablier, du fretage des abouts, de l'armature, etc.;
 - d'estimer les quantités d'acier de précontrainte.
- Les contraintes de traction en service (après le calcul de toutes les pertes) sont nulles dans la fibre supérieure du tablier et égales ou inférieures à $0,4\sqrt{f'_c}$ dans la fibre inférieure.
- Les contraintes de compression en service (après le calcul de toutes les pertes) sont inférieures à $0,4f'_c$.
- Les plans de soumission doivent contenir les armatures requises pour reprendre les contraintes provenant de la diffusion de la précontrainte au-delà de la zone d'ancrage. Cette région est communément appelée zone de 2^e régularisation des contraintes.
- L'espacement des armatures transversales de cisaillement doit être un quotient de 600 mm (100, 120, 150, 200, 300 ou 600 mm) de façon à servir de fixations aux supports des gaines dont l'espacement est de 600 mm ou moins (selon l'axe longitudinal du pont).
- L'espacement maximal de l'armature transversale de cisaillement, selon l'axe parallèle à l'armature principale de flexion (en général selon l'axe longitudinal du pont), doit être déterminé selon l'article 8.14.6 « Espacement maximal de l'armature de cisaillement et de torsion » de la norme CAN/CSA-S6.
- Pour les ponts à poutres en béton précontraint coulées en place (la largeur de l'âme de ces poutres pouvant être considérable), l'espacement maximal de l'armature transversale de cisaillement, selon l'axe perpendiculaire à l'armature principale de flexion, doit être déterminé selon les critères suivants :

- Si V_f est inférieur ou égal à $(0,10 \phi_c f'_c b_v d_v + V_p)$ et T_f est inférieur ou égal à $0,25 T_{cr}$, cet espacement maximal ne doit pas dépasser la moindre des valeurs suivantes :
600 mm ou $1,1 d_v$
- Si V_f est supérieur à $(0,10 \phi_c f'_c b_v d_v + V_p)$ ou si T_f est supérieur à $0,25 T_{cr}$, ces valeurs doivent être réduites de moitié, soit la moindre des valeurs suivantes :
300 mm ou $0,55 d_v$
- Des câbles de capacité moyenne avec un espacement réduit, plutôt que des câbles plus forts avec un plus grand espacement, sont utilisés afin d'obtenir une distribution plus uniforme des forces de précontrainte.
- Les poutres ou caissons sont espacés de façon à ce que, sous charge totale, chacun de ces éléments du tablier subisse sensiblement les mêmes efforts.
- Pour simplifier l'analyse structurale et la mise en œuvre de la précontrainte, il est préférable de concevoir des ouvrages en béton précontraint en place sans biais.
- En cas d'incertitude sur les valeurs de coefficients de frottement, un toron supplémentaire par câble peut être prévu pour compenser, s'il y a lieu, un manque de précontrainte dû à une sous-estimation des pertes par frottement.
- Dans le cas particulier des torons gainés-protégés, les gammes à utiliser pour les valeurs des coefficients de frottement sont :
 - $0,001 \leq k \leq 0,0016 \text{ (m}^{-1}\text{)}$
 - $0,05 \leq \mu \leq 0,07$
- Pour la précontrainte extérieure, les valeurs des coefficients de frottement sont données à l'article 8.3.2.4.3.

8.3.2.2 Dispositions constructives

- La distance entre l'extrémité du tablier et le centre de l'appareil d'appui mesure au moins 450 mm au droit de l'extrémité du tablier.
- Le diaphragme d'about mesure au moins 1 000 mm de largeur, au droit de l'extrémité du tablier.
- La faisabilité de la disposition des ancrages aux extrémités des poutres doit être vérifiée.
- Les déviations des gaines sont limitées au minimum et se situent, dans la mesure du possible, dans un seul plan.
- Les rayons de courbure des gaines doivent être conformes aux valeurs minimales spécifiées par le manufacturier.
- Les gaines doivent comporter une partie rectiligne, au voisinage des ancrages ou des coupleurs, d'une longueur égale ou supérieure à 0,5 m.

- L'armature des divers éléments du pont (chevêtres, diaphragmes, etc.) est disposée de façon à éviter d'entraver les câbles. Dans le cas d'un système de tablier à poutres et dalle, l'armature transversale du lit inférieur de la dalle est coupée, s'il y a lieu, et la continuité de la dalle est conservée au moyen de barres supplémentaires chevauchant les barres coupées en place.
- Des drains doivent être disposés aux points bas du profil des gaines.

8.3.2.3 Plan

Les plans doivent contenir toutes les données nécessaires pour effectuer le calcul de la précontrainte du pont, soit :

- Le schéma du pont montrant le système structural utilisé, les portées de calcul, le chargement, le facteur d'essieu et le coefficient de majoration dynamique utilisés pour les calculs de structure, etc.
- Les caractéristiques structurales des sections du pont, à chaque dixième de portée de tous les éléments précontraints : aire, inertie, Y_t , Y_b .
- Une coupe transversale type des éléments structuraux précontraints avec les dimensions requises et la position de l'axe neutre.
- Le recouvrement minimal permis entre le dessus de la gaine et le dessus de la dalle ainsi que la distance minimale permise entre le dessous de la gaine et le dessous du tablier, en tenant compte des normes déjà émises et des armatures choisies. On fournit des renseignements identiques pour les béquilles précontraintes d'un portique, etc.
- La résistance caractéristique à 28 jours du béton des divers éléments composant la structure et les modules d'élasticité correspondants.
- Un tableau détaillé montrant les valeurs des moments fléchissants, des efforts tranchants et des efforts axiaux (s'il y a lieu) à chaque dixième de portée des éléments, en indiquant si ces valeurs sont pour le tablier entier ou non et en donnant la convention des signes.

Si l'espacement des poutres ou caissons est choisi de telle sorte que les efforts sous charge totale sont les mêmes pour chacun de ces éléments, on indique sur le plan les efforts pour une seule poutre ou caisson ainsi que les caractéristiques structurales d'un élément (poutre ou caisson), que l'on obtient en divisant les caractéristiques du tablier entier par le nombre de poutres ou caissons.

Ces valeurs incluent les efforts causés par le poids propre, les charges permanentes surimposées, la surcharge routière, les variations de température, la poussée des terres, le retrait du béton, le raccourcissement élastique et le fluage dus à la précontrainte, etc.

Le tableau inclut toutes les valeurs correspondant aux cas de chargements suivants :

- Charges temporaires à la construction

Système sans phase :

Poids propre, poussée des terres totale ou partielle, température, raccourcissement élastique dû à la précontrainte.

Système avec phases :

Charge identique au système sans phase, plus une surcharge de construction évaluée en regard du procédé de construction prévu selon les phases établies.

- Charges en service

Poids propre et charges permanentes surimposées, surcharge routière minimale et maximale, incluant le coefficient de majoration dynamique, vent, forces longitudinales, température, poussée des terres, retrait du béton, raccourcissement élastique et fluage dus à la précontrainte, tremblement de terre, etc.

- Une suggestion d'un système par phases de construction, si nécessaire, avec les détails et les valeurs des moments de flexion, des efforts tranchants et des efforts axiaux (s'il y a lieu). Les phases sont contiguës si possible et l'on doit éviter les bancs de support.
- Toutes les restrictions imposées au calcul de la précontrainte et à la procédure des mises en tension pour satisfaire les exigences imposées par le dimensionnement des autres éléments du pont ou par la programmation des travaux.
- Les valeurs de la déflexion à long terme due au poids propre et aux charges permanentes surimposées à chaque dixième de travée et le coefficient utilisé pour ce calcul.

8.3.2.4 Précontrainte extérieure

Généralités

Dans certains ouvrages, les câbles de précontrainte sont placés à l'extérieur des sections de béton. Selon le cas, le recours à la précontrainte extérieure est total ou partiel.

Dans la précontrainte extérieure totale, tous les câbles de précontrainte sont extérieurs au béton, tandis que dans la précontrainte extérieure partielle, une partie des câbles est intérieure au béton (par exemple pour résister aux charges mortes et aux charges de construction) et l'autre partie est extérieure au béton (par exemple pour résister aux charges permanentes surimposées et aux surcharges routières).

La précontrainte extérieure offre plusieurs avantages, comme :

- amélioration des conditions de bétonnage;
- amélioration des conditions de mise en place des câbles de précontrainte;

- amélioration des conditions d'injection;
- facilité de contrôle et d'inspection;
- possibilité de remplacement des câbles extérieurs;
- allègement des structures.

La précontrainte extérieure comporte deux aspects dont il faut tenir compte afin d'éviter certains inconvénients. D'une part, les câbles étant accessibles, ils présentent une certaine vulnérabilité à des attaques pouvant causer leur destruction. D'autre part, étant apparents, ils nécessitent des considérations esthétiques.

Les indications qui suivent s'appliquent à une précontrainte extérieure dont le tracé des câbles peut être légèrement hors de la hauteur des sections dont ils assurent la précontrainte et, par conséquent, excluent les ouvrages haubanés.

Technologies de précontrainte extérieure

Il existe différentes technologies avec des systèmes de protection variés; cependant, dans le contexte nord-américain, la meilleure protection et la plus économique consiste à injecter les câbles extérieurs avec un coulis de ciment.

Selon le type de torons utilisés, il est recommandé d'utiliser un des deux types de technologies suivants :

a) Câbles constitués de torons et injectés au coulis de ciment

C'est la technologie classique qui consiste à effectuer la mise en tension des torons et à procéder ensuite à l'injection de la gaine au coulis de ciment. Cependant, cette méthode ne permet pas une remise en tension ultérieure du câble de précontrainte. De plus, la démontabilité, en cas de remplacement éventuel du câble, est une opération destructive (coupe de torons tendus) qui rend plus difficile le remplacement.

b) Câbles constitués de monotorons gainés-protégés et injectés au coulis de ciment

Cette technologie consiste à utiliser des monotorons gainés-protégés individuellement et regroupés dans la gaine principale. L'ensemble des monotorons gainés-protégés est mis en place dans la gaine à l'aide d'une tension minimale spécifiée au devis; on effectue ensuite l'injection de la gaine au coulis de ciment et une fois le coulis durci, on peut alors effectuer la mise en tension du câble dans son ensemble ou toron par toron jusqu'à la tension finale prescrite.

Le diamètre intérieur de la gaine principale, logeant l'ensemble des monotorons gainés-protégés, doit être légèrement supérieur au diamètre de la gaine utilisée pour un câble de précontrainte traditionnel de même résistance.

Cette technologie permet la remise en tension ultérieure des câbles et réduit en outre les pertes par frottement du fait des faibles valeurs de coefficient de friction.

De plus, la démontabilité, en cas de remplacement éventuel du câble, est une opération non destructive (coupe de torons détendus) qui simplifie le remplacement.

Dans le cas des monotorons gainés-protégés, on doit prévoir l'espace nécessaire à l'encombrement des vérins lors d'une éventuelle remise en tension des câbles au niveau des ancrages. De même, une longueur suffisante de torons dépassant l'ancrage est conservée, afin de rendre possible cette remise en tension.

Exigences particulières de conception

a) Remplacement des câbles

Dans la mesure où l'on peut recourir à des câbles extérieurs pour un supplément de coût modéré, il y a lieu de prendre systématiquement toutes dispositions pour faciliter leur remplacement en cas de déficience quelconque (corrosion, etc.).

À cette fin, l'accès à tous les ancrages correspondants doit être prévu ainsi que les dégagements nécessaires à la mise en place des dispositifs de détension, s'il y a lieu, et à la mise en place des éventuels câbles de remplacement. L'encombrement des vérins nécessaires doit donc être prévu.

De plus, pour faciliter la démontabilité du câble, son tracé doit être rectiligne ou circulaire dans chacune des zones où il traverse le béton. L'utilisation de déviateurs à double paroi facilite l'opération.

Par ailleurs, tout processus de remplacement d'un câble de précontrainte doit être approuvé au préalable par le concepteur.

Il importe donc que la conception du câblage tienne compte des conditions de remplacement d'un câble, l'ouvrage devant respecter les conditions réglementaires vis-à-vis des états limites d'utilisation à vide (sans surcharge routière), lorsqu'un câble est remplacé.

b) Vibrations des câbles

Afin d'éviter la vibration excessive des câbles qui pourrait être à l'origine de phénomènes de fatigue, il convient de limiter leurs longueurs libres.

À moins d'une analyse plus précise, la plus grande longueur libre d'un câble de précontrainte est limitée à 10 m.

Si les déviateurs sont très espacés, il faut intercaler entre les câbles des dispositifs légers (entretoises - amortisseurs) ne reprenant en principe aucun effort, mais capables d'empêcher les vibrations.

c) Câbles supplémentaires

Dans le cas de nouveaux ouvrages, on doit prendre toutes les dispositions nécessaires à la mise en œuvre de câbles additionnels, ce qui suppose qu'il faut prévoir des ouvertures supplémentaires au niveau des déviateurs et des zones d'ancrage. Cette précaution permet un éventuel renforcement ultérieur de l'ouvrage et peut aussi être utile lorsqu'il faut remplacer un câble.

d) Accessibilité des câbles

Vu la vulnérabilité des câbles extérieurs, il est essentiel de prendre toutes les dispositions possibles pour les rendre inaccessibles aux personnes non autorisées.

e) Tension initiale

La mise en tension initiale des câbles extérieurs est, en premier lieu, soumise aux mêmes limitations que celles des câbles de précontrainte intérieurs au béton.

Elle est, en second lieu, limitée de telle façon qu'une opération de détension n'entraîne pas un dépassement supérieur à 5 % des valeurs maximales prévues par le code pour la mise en tension initiale.

f) Coefficient de frottement

Pour les câbles constitués de torons logés dans une gaine extérieure au béton, la valeur du coefficient de frottement (k) tend vers une valeur nulle. On utilise cependant la valeur minimale suivante :

$$k \geq 0,0006 \text{ (m-1)}$$

Le coefficient de frottement (μ) est fonction de la nature du conduit dans les déviateurs et dans ce cas, la valeur à utiliser est comprise dans la gamme suivante :

$$0,2 \leq \mu \leq 0,3 \quad (\text{conduit en acier})$$

$$0,12 \leq \mu \leq 0,15 \quad (\text{conduit en polyéthylène à haute densité})$$

Lorsque le câble est constitué de monotorons gainés-protégés enfilés dans une gaine qu'on injecte au coulis de ciment avant d'effectuer la mise en tension, on utilise alors une valeur comprise dans les gammes suivantes, pour les coefficients k et μ :

$$0,001 \leq k \leq 0,0016 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$0,05 \leq \mu \leq 0,07$$

Prescriptions et spécifications

a) Gaines

Les caractéristiques des gaines doivent permettre de satisfaire aux exigences suivantes :

- mise en œuvre dans de bonnes conditions;
- propreté avant l'enfilage des câbles;
- compatibilité vis-à-vis des produits d'injection et des câbles;
- résistance à la pression d'injection maximale proposée par l'entrepreneur;
- résistance à la pression de contact exercée par les câbles dans les zones courbes lors de la mise en tension;
- bonne durabilité.

Le tableau 8.3-1 indique les diamètres extérieurs et les rayons minimaux utilisables des gaines pour les câbles les plus couramment employés.

Tableau 8.3-1 Diamètre extérieur et rayon minimal des gaines en PEHD pour câbles standards

Câbles	Diamètre extérieur (mm)	Rayon minimal (m)
7T15	75	2
12T15	90	2,5
19T15	110	3
31T15	140	4

b) Déviateurs

1) Généralités

Le déviateur est constitué d'un élément structural capable de reprendre les efforts exercés par le câble dans la zone de déviation et d'un organe assurant la géométrie de la déviation.

Les caractéristiques du déviateur doivent permettre de satisfaire aux exigences suivantes :

- résister aux forces tant longitudinales que transversales provenant des câbles et les transmettre à la structure;
- réaliser sans cassure angulaire inacceptable le raccordement entre deux tronçons droits coplanaires;
- à moins d'indication contraire, permettre la démontabilité du câble sans intervention dommageable pour les éléments structuraux.

2) Types de déviateurs

Selon l'organe de déviation utilisé, on distingue essentiellement deux types de déviateurs : le déviateur simple et le déviateur à double paroi.

- Déviateur simple (voir la figure 8.3-1)

Le déviateur simple est basé sur le principe de la déviation par le conduit, c'est-à-dire que l'organe de déviation est un tronçon de conduit scellé dans le béton.

- Déviateur à double paroi (voir la figure 8.3-2)

Le déviateur à double paroi est constitué d'un élément indépendant de la gaine en PEHD et est lié à la structure du déviateur.

À moins d'une impossibilité ou d'indications contraires, on utilise le déviateur à double paroi.

3) Matériaux et mise en œuvre

Le tracé théorique du câble doit respecter, dans sa zone de déviation, le rayon minimal défini dans le tableau 8.3-1 pour les câbles les plus courants.

Le rayon de cintrage du ou des conduits dans le béton doit alors être plus grand que le rayon minimal spécifié; dans le cas d'un déviateur à double paroi, la paroi déviatrice en métal doit avoir un diamètre intérieur au moins égal au diamètre extérieur de la gaine en PEHD plus 10 mm.

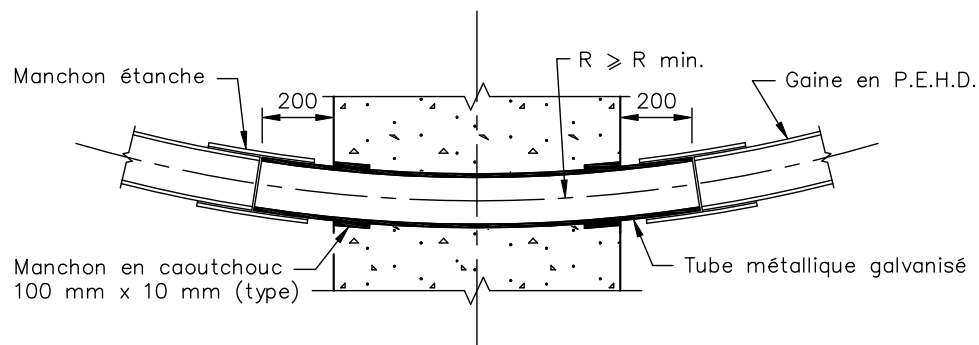
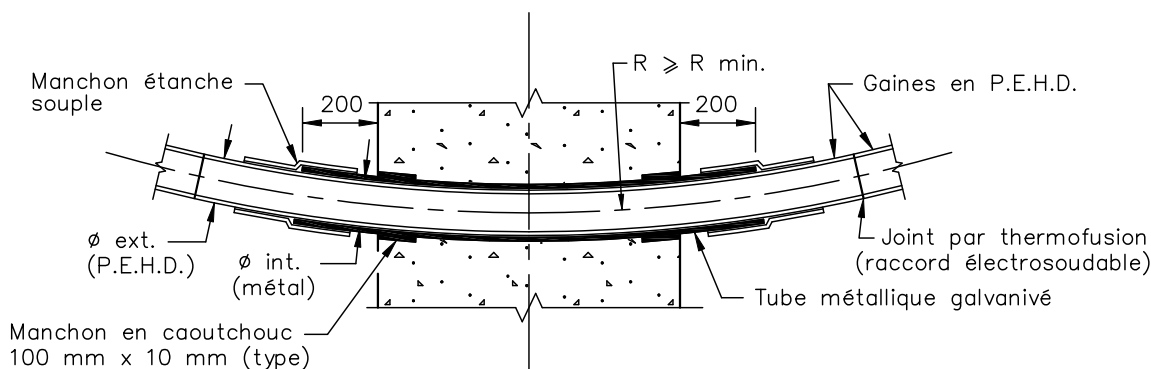


Figure 8.3-1 Déviateur simple



N.B. : $\varnothing \text{ int. (métal)} \geq \varnothing \text{ ext. (P.E.H.D.)} + 10\text{mm}$

Figure 8.3-2 Déviateur à double paroi

c) Zone d'ancrage

Les diaphragmes en béton, qui servent à ancrer les câbles, doivent satisfaire aux exigences suivantes :

- Résister aux forces longitudinales et transversales provenant des câbles et les transmettre à l'ensemble de la structure.
- Réaliser, sans cassure angulaire inacceptable, le raccordement avec les tronçons rectilignes constituant les tracés des câbles à leur sortie.
- À moins d'indications contraires, permettre la démontabilité du câble sans intervention dommageable pour les éléments structuraux et ce, dans les limites de la technologie en cause.

Plan

Comme pour la précontrainte par post-tension intérieure au béton, les plans doivent contenir toutes les données nécessaires pour effectuer le calcul de la précontrainte.

De plus, il faut spécifier que la précontrainte est extérieure et indiquer les paramètres qui lui sont spécifiques, comme :

- technologie utilisée;
- type de gaine;
- type de déviateurs et leur localisation;
- disposition à prendre pour précontrainte additionnelle;
- supports permanents et leur localisation;
- toutes indications supplémentaires nécessaires à la réalisation du projet.

8.3.2.5 Précontrainte transversale

En général, on applique une précontrainte transversale sur un tablier de pont si la largeur de celui-ci dépasse 15 m. Cette précontrainte doit être calculée pour que la fissuration attribuable au retrait de séchage soit contrôlée. Pour un tablier dont la largeur finale dépasse 15 m, mais pour lequel la dalle est coulée en phases, si l'intervalle entre chacune des coulées successives est supérieur à huit semaines, la précontrainte transversale n'est pas essentielle.

Dans l'éventualité où une précontrainte transversale doit être appliquée à l'intérieur d'une dalle, l'épaisseur de la dalle doit être au minimum de 225 mm.

La précontrainte calculée doit cependant respecter les exigences minimales suivantes :

- la précontrainte effective après le calcul des pertes de précontrainte doit procurer une contrainte de compression de 0,7 MPa sur la surface brute de béton;
- l'espacement des câbles de précontrainte ne doit pas être supérieur à 1 400 mm.

Seulement dans les cas où l'aspect esthétique l'exige et que de la précontrainte transversale est spécifiée, il faut aménager les chasse-roues, les trottoirs et les glissières en béton de chaque côté du pont en prolongeant leur face extérieure jusqu'au niveau du dessous de la dalle tel que le montre la figure 8.3-3. Ce détail doit être appliqué sur toute la longueur de la dalle, mais pas sur les murs d'approches. Cette façon de faire permet de camoufler le cachetage des niches qui peut quelquefois être inesthétique.

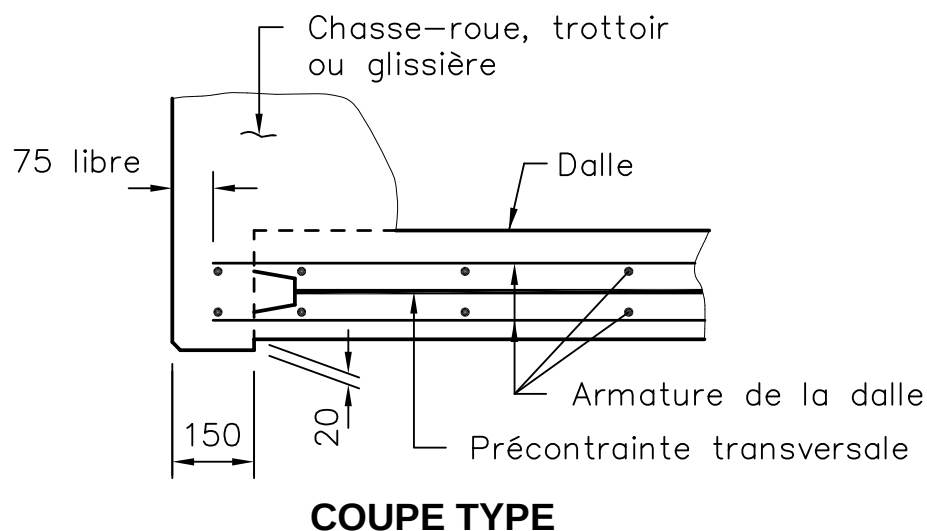


Figure 8.3-3 Précontrainte transversale

8.3.3 Béton précontraint préfabriqué

8.3.3.1 Généralités

Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint consistent en un système structural où les poutres préfabriquées supportent le poids de la dalle et des diaphragmes en phase temporaire de construction et agissent de façon mixte avec la dalle en service pour supporter les surcharges permanentes additionnelles et la surcharge routière.

Dans le cas des travées continues, la continuité s'effectue au-dessus des piles par le biais du diaphragme et de la dalle. Le concept structural passe donc d'un système isostatique en phase temporaire de construction à un système hyperstatique en service, d'où son appellation de structure semi-continue. Dans tous les cas de pont à plus d'une travée, le système doit comporter deux appareils d'appui par pile pour en faciliter le montage et permettre, si possible, l'utilisation d'appareils d'appui en élastomère fretté.

Dans le but de faciliter l'obtention du profil final de la route au droit du pont, le concepteur doit tenir compte de la cambrure résiduelle des poutres pour établir les élévations du dessus des assises des appareils d'appui en abaissant les assises d'une valeur équivalente à la cambrure résiduelle estimée. Cette cambrure résiduelle correspond à la différence entre la cambrure des poutres (incluant l'effet du chargement à l'usine) au moment de leur mise en place au chantier et la perte de cambrure sous le poids du béton de la dalle et des chasse-routes, trottoirs ou glissières, ainsi que du poids de l'enrobé à chaud. La cambrure résiduelle des poutres est fonction de l'âge du béton des poutres, lors de l'application de la précontrainte ainsi que lors de la mise en place de la dalle et des charges permanentes supplémentaires. Ces données ne sont pas toujours connues lors de la préparation des plans et devis, mais doivent être estimées le plus précisément possible pour que soit évitée une trop importante surestimation ou une sous-estimation des cambrures résiduelles. La surestimation des cambrures résiduelles entraîne des goussets très profonds alors que la sous-estimation de celles-ci nécessite quant à elle un rehaussement de profil du pont et des approches.

Dans les structures multitravées, des armatures de continuité localisées dans la dalle et dans le talon des poutres sont requises pour supporter les charges externes et les charges internes comme le retrait, le fluage, la précontrainte et la température (voir figure 8.3-4).

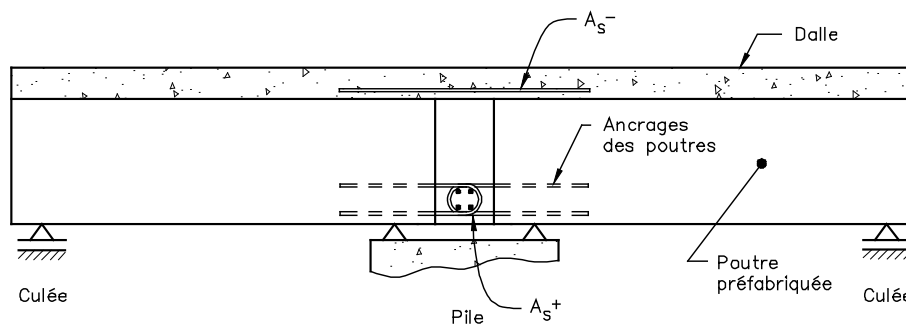


Figure 8.3-4 Structure semi-continue

8.3.3.2 Choix des poutres préfabriquées en béton précontraint

La figure 8.3-5 montre les caractéristiques des poutres préfabriquées de type NEBT (1000, 1200, 1400, 1600 et 1800).

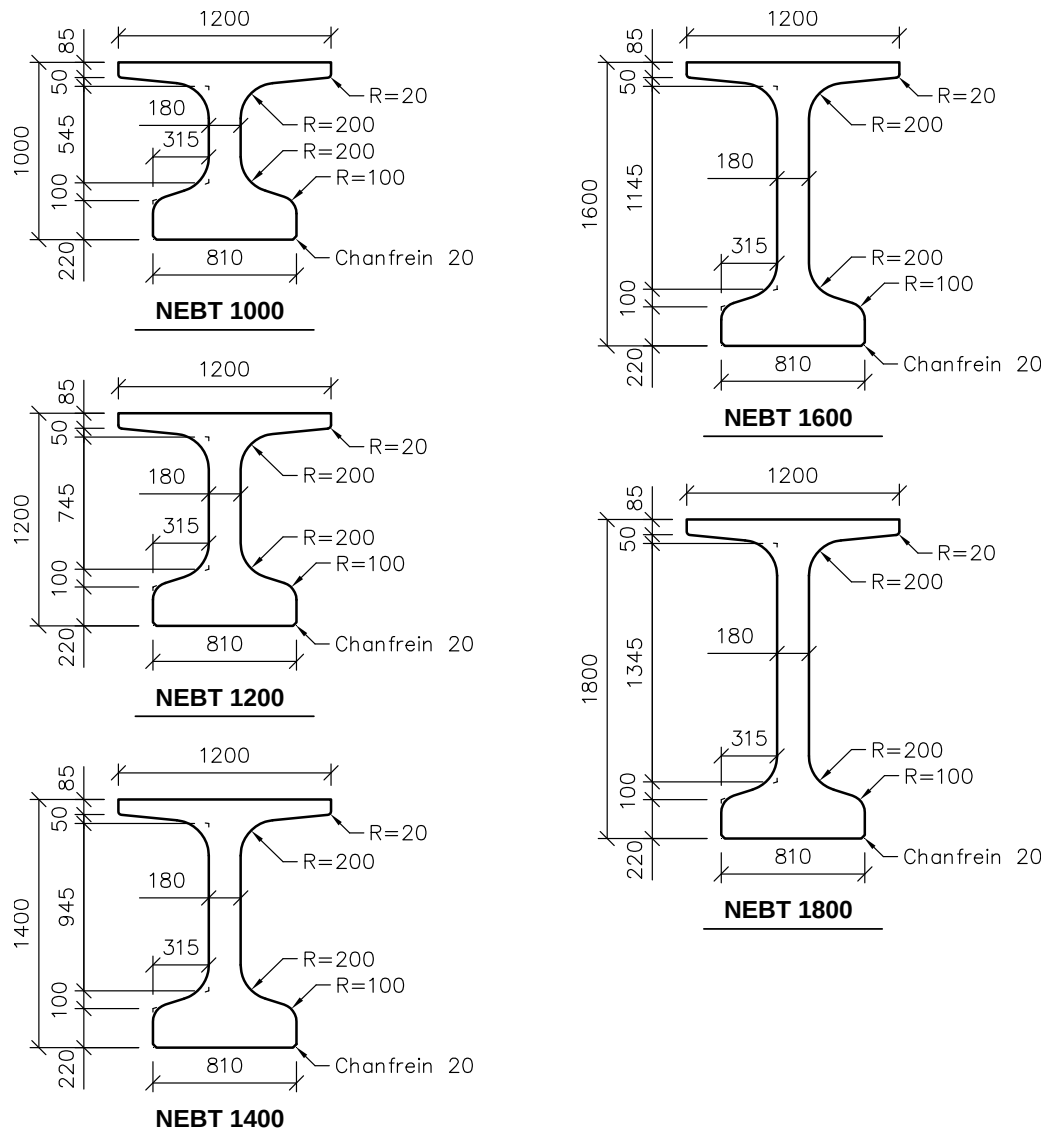


Figure 8.3-5 Caractéristiques des poutres préfabriquées de type NEBT

Les figures 8.3-6 à 8.3-10 permettent de guider le concepteur dans le choix des poutres préfabriquées de type NEBT. Ces figures donnent la quantité de précontrainte par prétension en fonction de la portée de calcul pour différents espacements de poutres. La quantité de précontrainte est constituée de torons droits et de torons défléchis (relevés); les torons défléchis représentant environ 20 à 25 % de la quantité totale de torons. Ces figures ne doivent être utilisées qu'à titre indicatif seulement et toute conception doit faire l'objet d'une analyse structurale complète. La conception doit tenir compte des contraintes liées au transport des poutres de la section 1.8.4.

Les poutres de ces figures sont pour une travée simple; elles ont été calculées pour le cas particulier d'un tablier dont la largeur de la chaussée peut contenir de deux à quatre voies ($W_c < 17$ m) et qui comprend deux dispositifs de retenue de type 301 (niveau d'essai TL-5). La longueur des porte-à-faux est la moitié de l'espacement des poutres.

Les calculs ont été faits suivant les prescriptions de la norme CAN/CSA-S6 ainsi que selon les données et indications mentionnées ci-après.

8.3.3.3 Charges et matériaux

Poids propre

Surcharge routière CL-625 (incluant le coefficient de majoration dynamique)

Enrobé

Épaisseur (mm)	65

Dalle

Épaisseur t (mm)	200
Béton : f'_c (MPa)	50
Acier d'armature : f_y (MPa)	400

Diaphragmes intermédiaires

Hauteur (mm)	h . poutre - 470
Largeur (mm)	250
Espacement max. (m)	15

Poutre préfabriquée

Portée (m)	Centre à centre des appareils d'appui
Béton : f'_c (MPa)	50
f'_{ci} (MPa)	40
Nombre de poutres	N

Acier de précontrainte

Torons à basse relaxation : ϕ (mm)	15,2
Aire d'un toron A_{ps} (mm ²)	140
Résistance ultime f_{pu} (MPa)	1860
Mise en tension $0,75 f_{pu}$ (MPa)	1395

Armature

Armatures transversales de cisaillement :	2 barres 10M : A_v (mm ²) 2 x 100
Nuance :	toutes les barres : 400W

8.3.3.4 Calcul des poutres préfabriquées

- Poids propre de la poutre : voir la figure 8.3-5
- Charge de la dalle sur une poutre préfabriquée (kN/m)

$$t \times \text{espacement (mm)} \times \frac{24,00}{10^6} + \text{poids des goussets}$$
- Charge sur une poutre mixte (kN/m)

charge/poutre = somme des poids (enrobé, chasse-roue(s), trottoir(s), glissières), divisée par N

 - dans le cas particulier du tableau 8.3.6, nous avons les valeurs suivantes : deux dispositifs de retenue de type 301 en béton : $2 \times 8,36 = 16,72$ kN/m

Contraintes permises

- Contrainte initiale permise dans le béton, due à la flexion, immédiatement après la relâche des torons (MPa) :

Traction	$0,2 \sqrt{f'_{ci}}$
Compression	$0,6 f'_{ci}$

- Contrainte finale permise dans le béton, due à la flexion, après toutes les pertes de précontrainte (MPa) :

Traction	$0,4 \sqrt{f'_c}$
Compression	$0,4 f'_c$

Facteur d'essieu

Le facteur d'essieu est obtenu par la méthode simplifiée du chapitre 5.

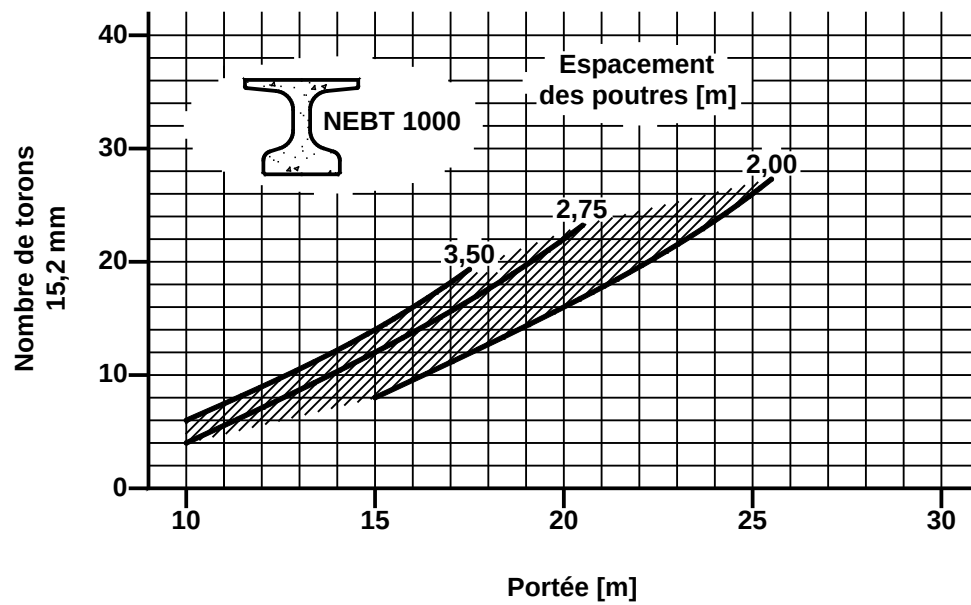


Figure 8.3-6 Quantité de précontrainte – Poutre NEBT 1000

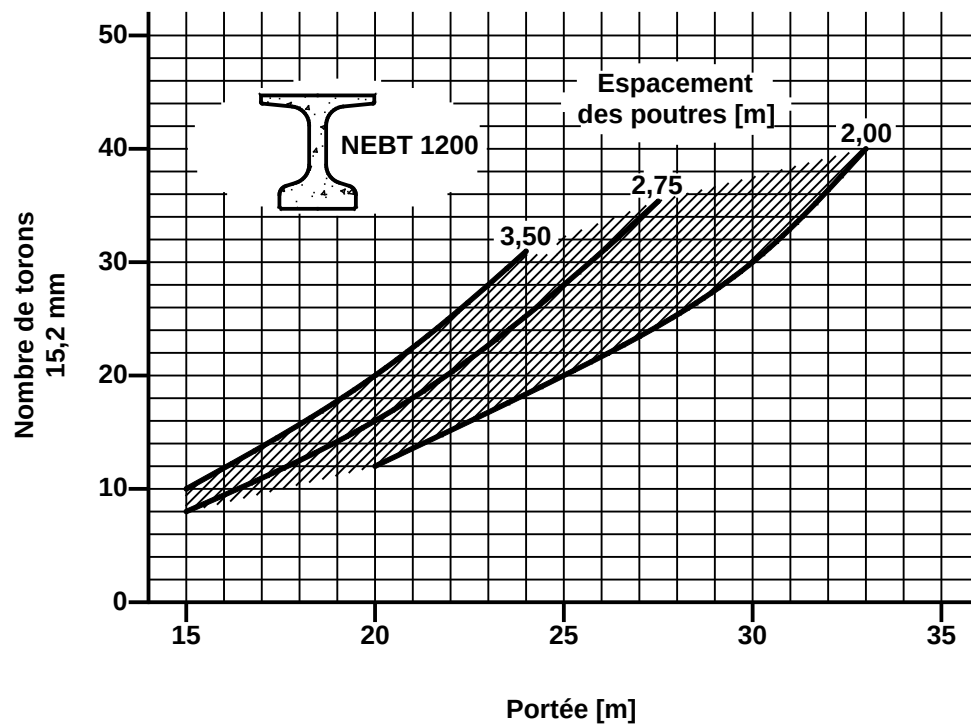


Figure 8.3-7 Quantité de précontrainte – Poutre NEBT 1200

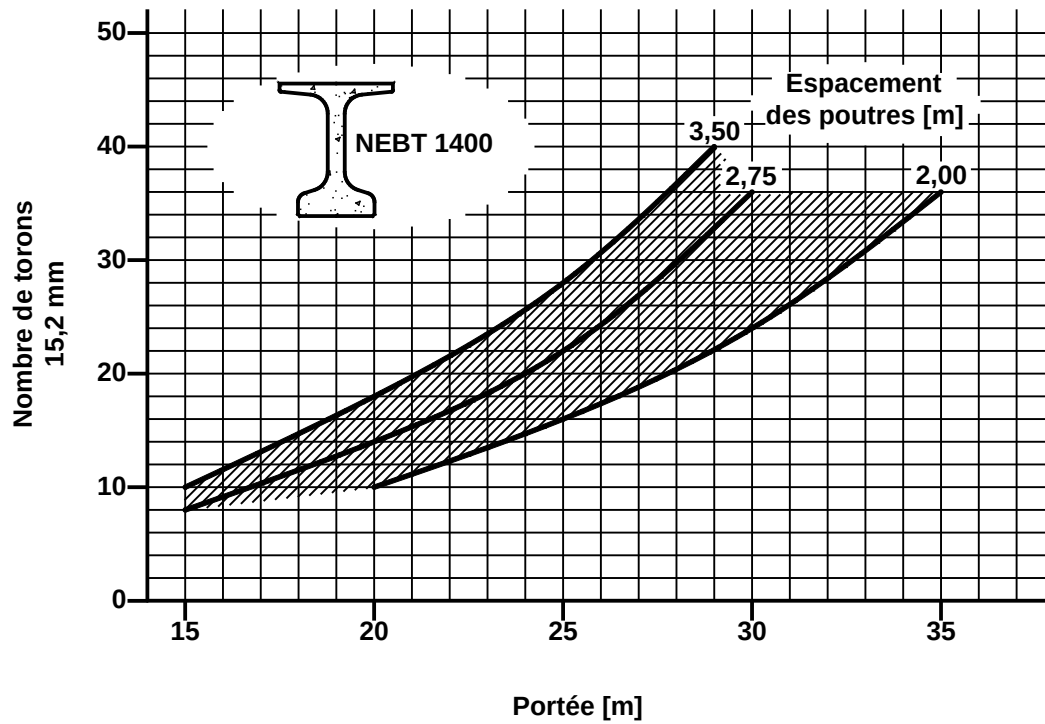


Figure 8.3-8 Quantité de précontrainte – Poutre NEBT 1400

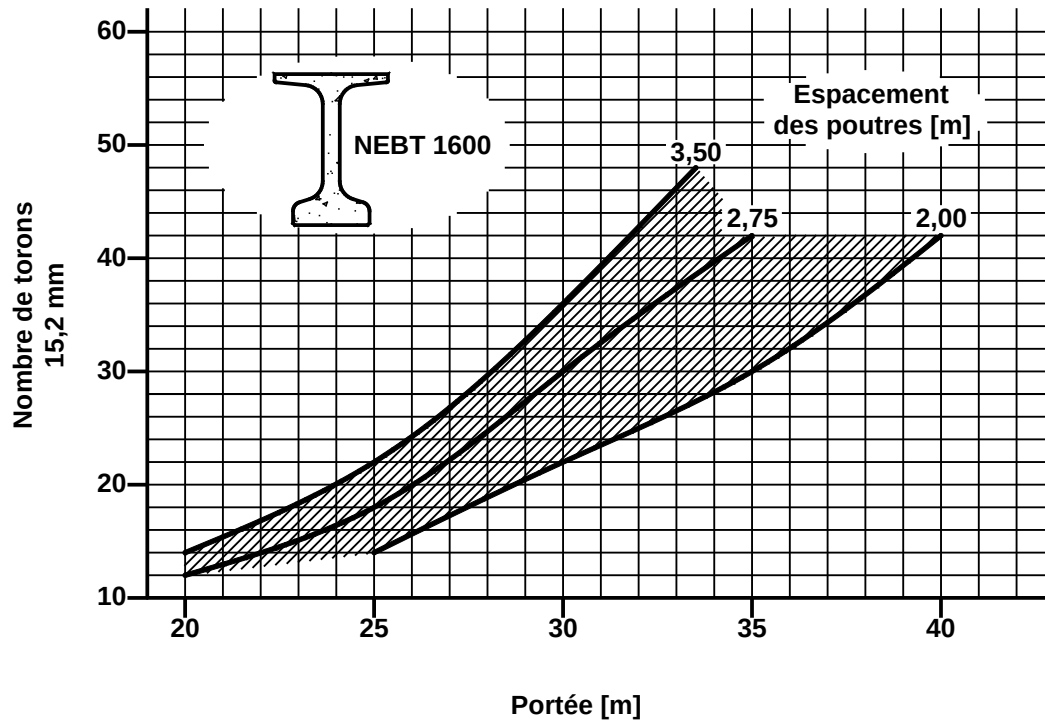


Figure 8.3-9 Quantité de précontrainte – Poutre NEBT 1600

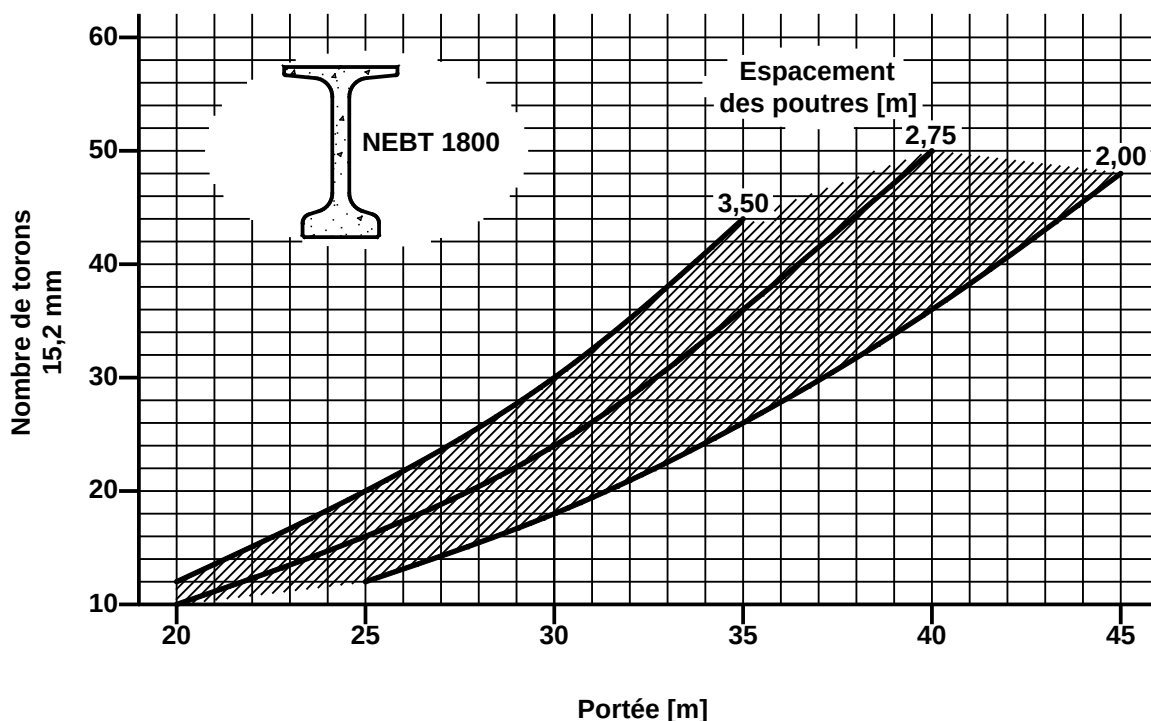


Figure 8.3-10 Quantité de précontrainte – Poutre NEBT 1800

8.3.3.5 Élaboration des plans

Détails des armatures

Les armatures de précontrainte sont constituées de torons de 12,7 ou 15,2 mm de diamètre. Ces derniers étant les plus courants, leur utilisation est à privilégier. La précontrainte des poutres préfabriquées est généralement réalisée par prétension.

En ce qui concerne l'armature transversale de cisaillement, on doit respecter les espacements suivants comme critère minimal pour chaque type de poutres.

<u>NEBT</u>	<u>N°</u>	<u>Espacements des armatures transversales de cisaillement</u>
1000 et 1200	15M	1 à 50, 10 à 75, puis
	10M	6 à 180, 12 à 250, le reste à 300
1400	15M	1 à 50, 10 à 75, puis
	10M	12 à 150, 13 à 200, le reste à 300
1600 et 1800	15M	1 à 50, 10 à 75, puis
	10M	5 à 130, 13 à 230, le reste à 300

Voir la figure 8.3-11 pour l'arrangement général des armatures.

Le détail précis des armatures est donné sur les plans types pour chaque type de poutre.

À l'extrémité d'une poutre en pente, on néglige la correction de la verticalité lorsque la correction est inférieure à 25 mm et le point de relèvement des torons est situé à une distance du centre de la poutre égale à environ 1/10 de la longueur totale de la poutre (voir la figure 8.3-12).

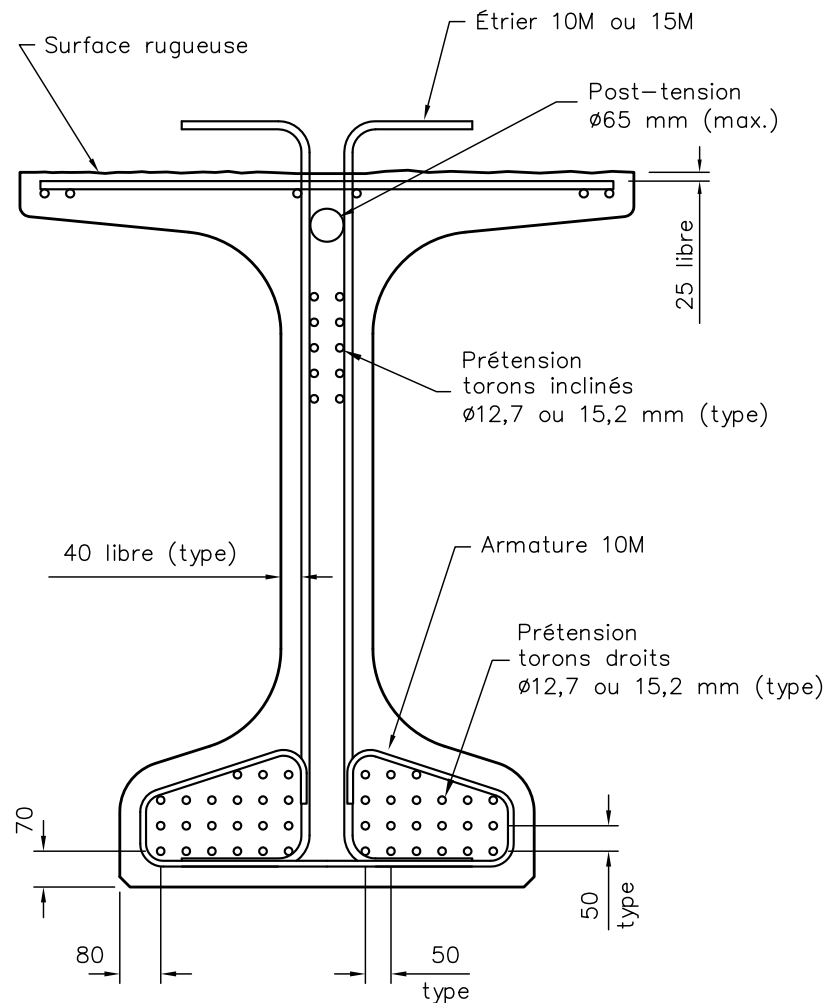


Figure 8.3-11 Arrangement général des armatures

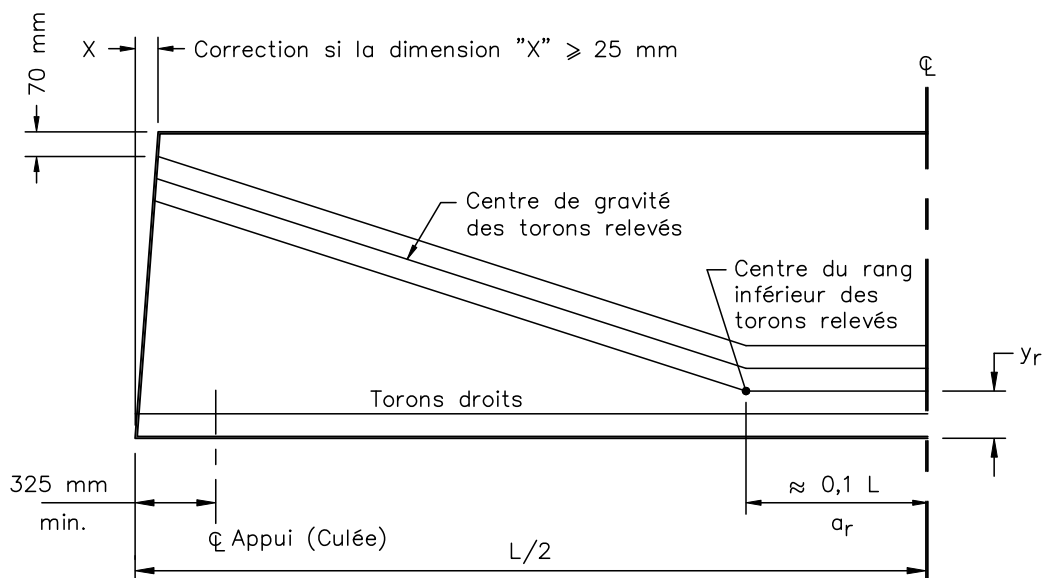


Figure 8.3-12 Correction aux extrémités des poutres

Dans le cas des tabliers avec biais, il faut faire pivoter les armatures transversales aux extrémités des poutres. Afin d'assurer un espace libre suffisant du côté court, on utilisera, pour ces barres, une disposition conforme à la figure 8.3-13, dans le cas de biais d'au plus 30° , ou à la figure 8.3-14 dans le cas de biais entre 30° et 45° .

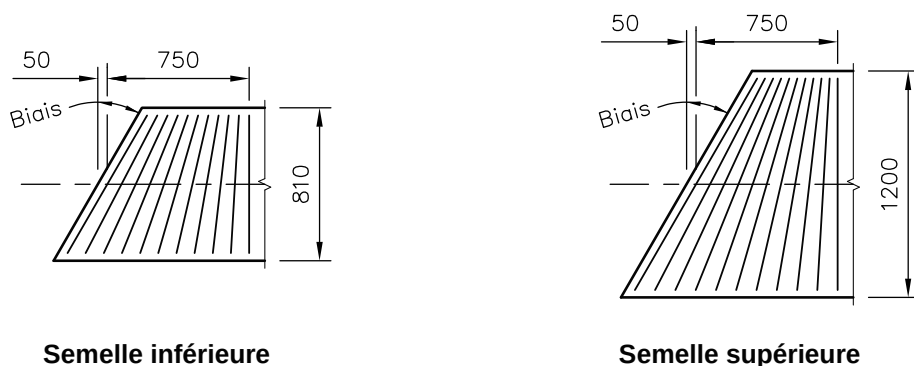


Figure 8.3-13 Disposition des armatures transversales aux extrémités des poutres avec biais d'au plus 30°

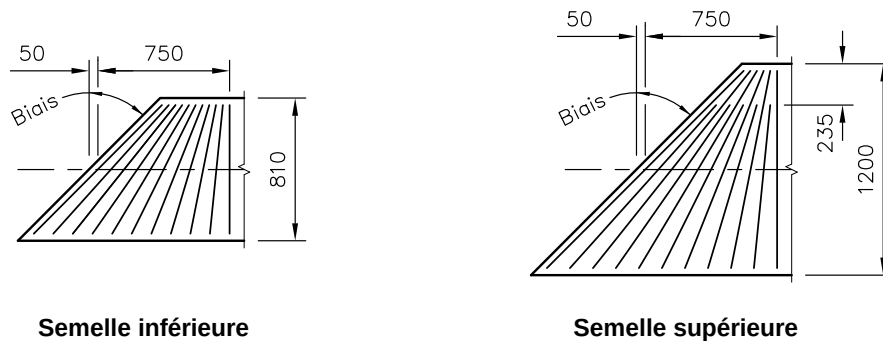


Figure 8.3-14 Disposition des armatures transversales aux extrémités des poutres avec biais entre 30° et 45°

Extrémité des tabliers de pont

L'extrémité des tabliers de pont peut reposer sur des appuis de type « fixe » ou « mobile » et le type de joint de tablier dépend de la longueur du pont.

La figure 8.3-15 illustre différents agencements rencontrés aux extrémités des tabliers à poutres préfabriquées en béton précontraint. Aux culées, la distance entre le centre de l'appui de la poutre et son extrémité doit être de 325 mm et la distance libre à l'about de la poutre est d'au moins 200 mm.

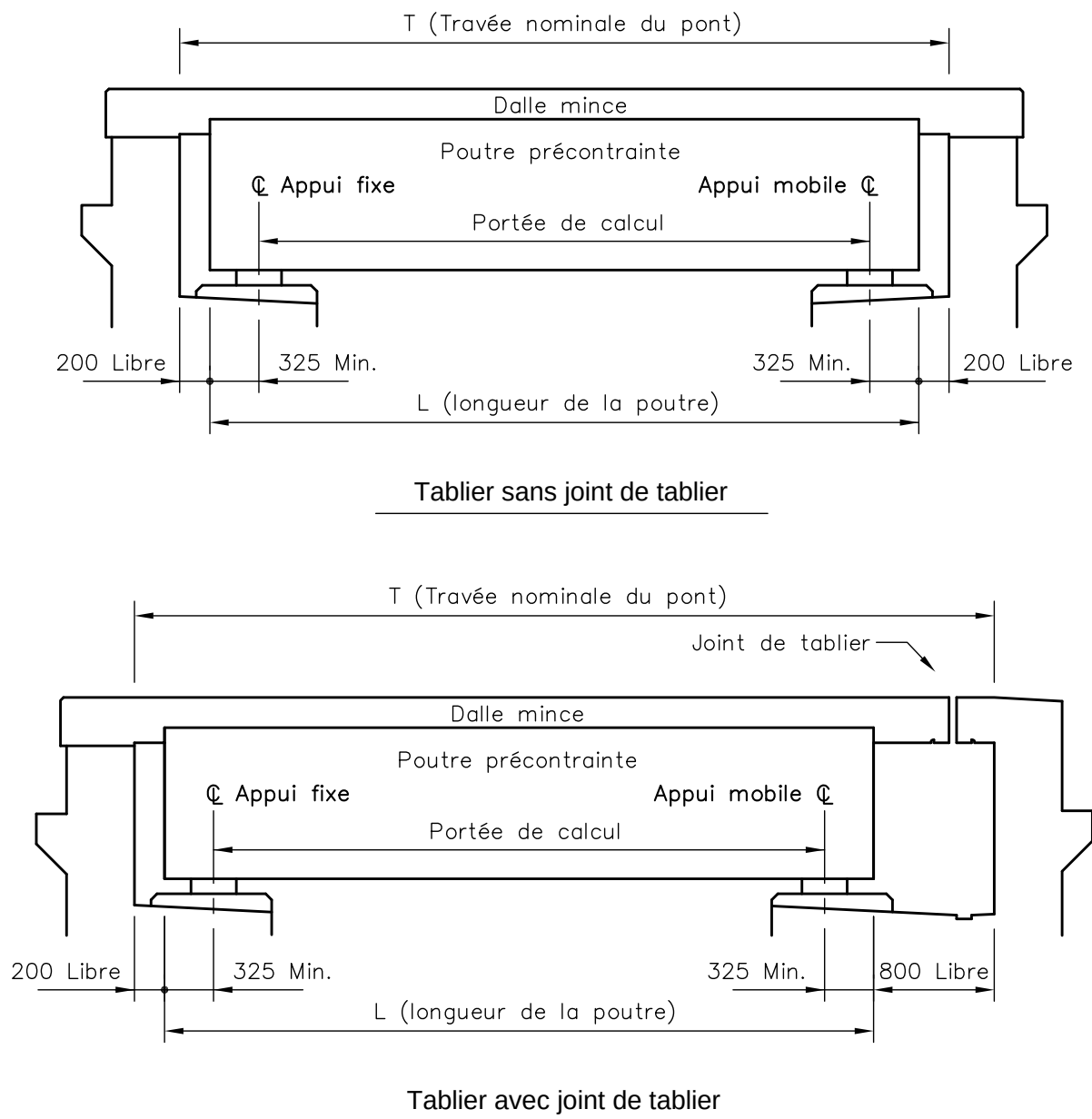


Figure 8.3-15 Extrémités des tabliers de pont

Stabilité horizontale

Les tabliers de pont doivent être retenus horizontalement (longitudinalement et transversalement) sous des charges telles qu'un séisme ou le freinage. Afin de faciliter le remplacement des appareils d'appui, le système de retenue recommandé à l'appui fixe est celui comportant une plaque d'acier goujonnée à la poutre qui transfère les efforts directement aux ancrages dans le cas d'élastomère fretté, ou via l'appareil d'appui dans le cas d'élastomère confiné. Toutefois, lorsque la continuité de poutre NEBT est établie au niveau des diaphragmes à une pile, l'usage de tiges d'ancrage est une solution simple et efficace pour assurer la fixité du tablier tout en permettant le remplacement des appareils d'appui lorsque les charges le permettent (voir figure 8.2-8).

La capacité du système de retenue (épaisseur des plaques, nombre de goujons, ancrages) doit être ajustée selon les besoins.

À l'appui mobile, un système similaire ou un butoir peut être utilisé pour reprendre les efforts transversaux uniquement.

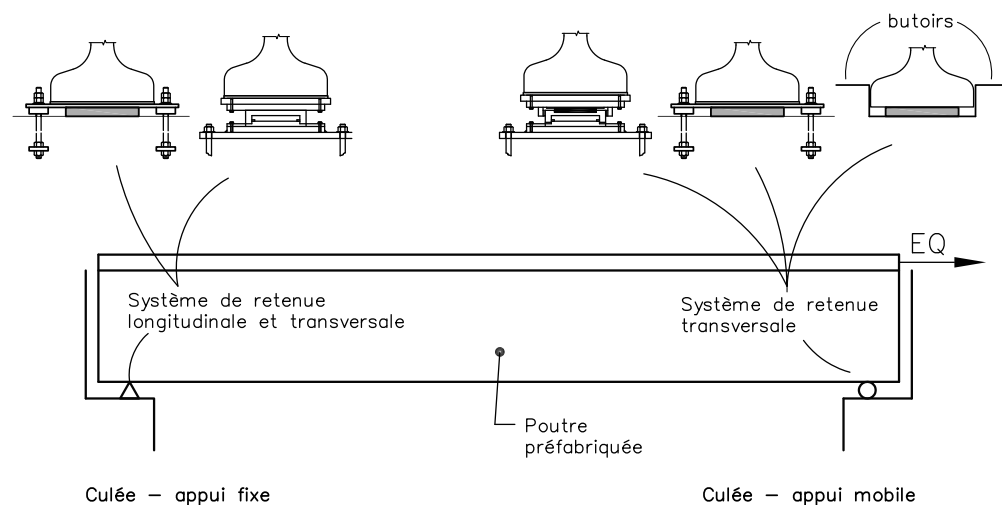
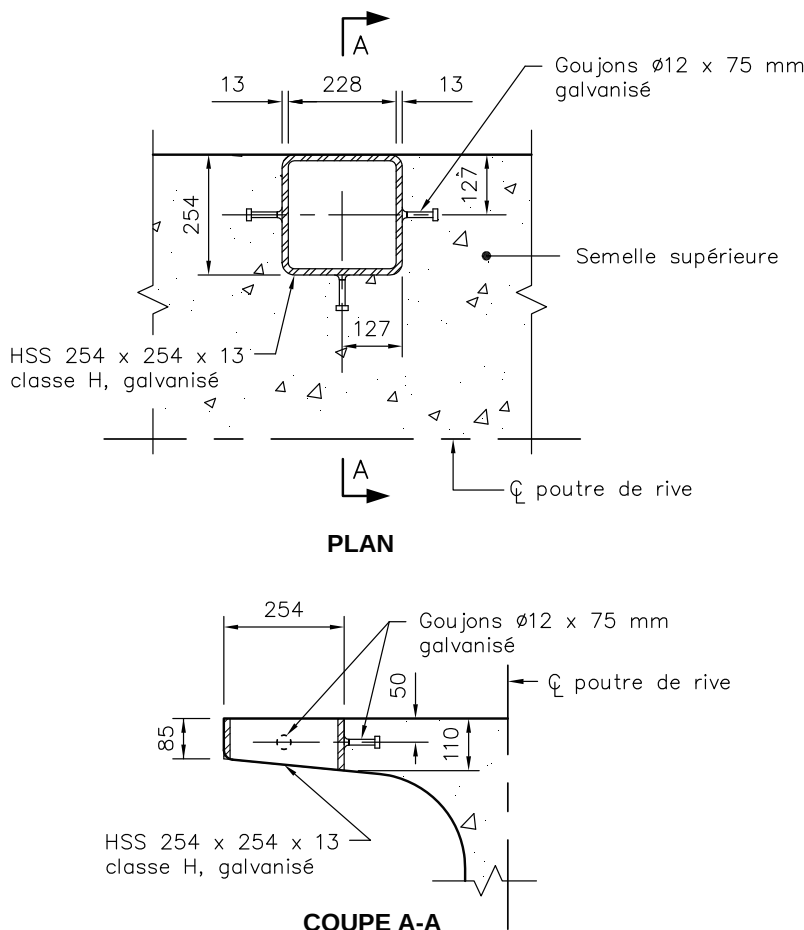


Figure 8.3-16 Stabilité horizontale

Drainage du tablier

Lorsqu'une poutre de rive nuit au libre passage d'un drain de tablier et qu'elle ne peut être déplacée pour permettre le passage du drain à proximité de sa semelle supérieure, il est possible de pratiquer une ouverture sur le rebord de cette semelle.

Cette semelle doit alors être renforcée au moyen d'un cadre métallique tel que montré à la figure 8.3-17. Les dimensions des plaques d'acier du cadre de renforcement doivent être déterminées par calcul et selon l'emplacement du drain dans la travée. Le cadre de renforcement en acier galvanisé doit être détaillé et localisé sur le plan des poutres.



Note:

- Acier: norme CAN/CSA-G40.21, nuance 350W.
- Goujons: norme ASTM A108.

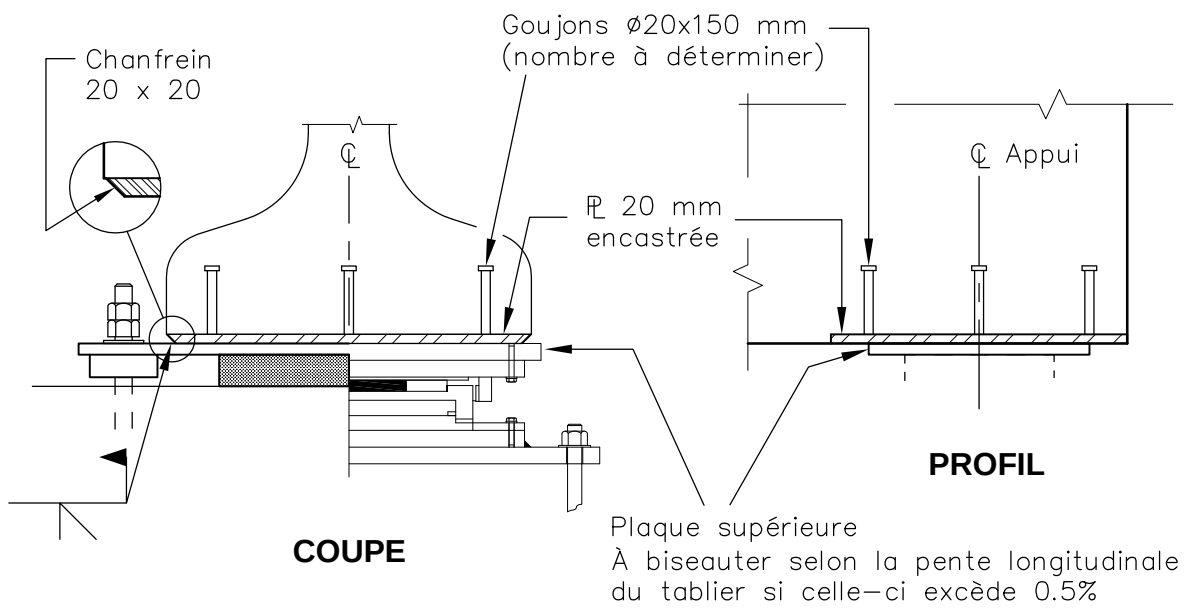
Figure 8.3-17 Cadre de renforcement pour drain

Appareils d'appui des poutres préfabriquées de type NEBT

Comme montré à la figure 8.3-18, le système de retenue des poutres à l'appui fixe requiert la présence d'une plaque d'acier encastrée dans la surface d'appui des poutres. Elle est requise également pour les appareils à l'appui mobile suivants :

- appareil d'appui en élastomère fretté avec éléments glissants;
- appareil d'appui à élastomère confiné;
- appareil d'appui avec articulation sphérique.

La plaque encastrée est installée à l'usine et permet le soudage à la plaque supérieure de l'appareil d'appui.



Note:

- Acier: norme CAN/CSA-G40.21, nuance 350A.
- Goujons: norme ASTM A108.

Figure 8.3-18 Plaque d'ancrage

CHAPITRE 9

OUVRAGES EN BOIS

TABLE DES MATIÈRES

9.1	OUVRAGES EN BOIS	9-1
9.2	PONT ACIER-BOIS	9-1
9.2.1	Conception	9-2
9.3	PONT ACIER-BOIS NORMALISÉ	9-15
9.3.1	Généralités	9-15
9.3.2	Plans types	9-16
9.3.3	Principes de base	9-16
9.3.4	Procédure d'utilisation des plans types	9-17
9.3.5	Feuille de plan « Plan d'ensemble »	9-17
9.4	PONT À POUTRES EN BOIS LAMELLÉ-COLLÉ AVEC PLATELAGE ÉTANCHE	9-21
9.4.1	Généralités	9-21
9.4.2	Géométrie	9-22
9.4.3	Matériaux	9-24
9.4.4	Notions de structures	9-27
9.4.5	Liste des dessins	9-29

FIGURES

Figure 9.2-1	Coupe schématique d'un pont acier-bois à deux voies	9-2
Figure 9.2-2	Forces agissant sur un caisson à claire-voie	9-5
Figure 9.4-1	Coupe schématique d'un pont à poutres en bois lamellé-collé avec platelage étanche	9-23
Figure 9.4-2	Coupe schématique transversale de la composition du platelage	9-27

TABLEAUX

Tableau 9.2-1	Caractéristiques des ponts acier-bois	9-1
Tableau 9.2-2	Propriétés géotechniques minimales pour l'utilisation des caissons normalisés	9-7
Tableau 9.2-3	Dimensions de culée	9-9
Tableau 9.2-4	Choix du système structural en acier	9-12
Tableau 9.2-5	Profilé pour diaphragme	9-13
Tableau 9.4-1	Caractéristiques des ponts à poutres en bois lamellé-collé	9-22
Tableau 9.4-2	Résistance et module d'élasticité des poutres et diaphragmes en bois lamellé-collé	9-30
Tableau 9.4-3	Résistance et module d'élasticité du platelage en bois lamellé-collé	9-31

Le texte des normes suivantes contient des exigences particulières ou des renseignements supplémentaires relatifs aux sujets traités dans le présent chapitre.

Tome III – Ouvrages d'art des normes du Ministère

Chapitre 2 Conception des ouvrages d'art

Chapitre 3 Ponts normalisés

9.1 OUVRAGES EN BOIS

La conception des ouvrages en bois doit être conforme aux spécifications de la norme CAN/CSA-S6 « Code canadien sur le calcul des ponts routiers ».

9.2 PONT ACIER-BOIS

Les principaux avantages associés au pont acier-bois sont l'utilisation de fondations souples, la rapidité d'exécution et le coût d'ensemble relativement faible. La flexibilité du caisson est telle qu'il peut admettre un certain déplacement sans causer de préjudice grave à l'ensemble du pont.

La construction est rapide, quelques semaines tout au plus, et ne requiert aucun délai important, sauf pour l'approvisionnement de l'acier de charpente. Enfin, pour des raisons surtout de géométrie et d'implantation, le pont acier-bois est considéré comme une solution économiquement appropriée pour les ponts à courte portée. Les ponts acier-bois ne doivent toutefois pas être installés dans les conditions suivantes :

- ponts faisant partie du Réseau stratégique en soutien au commerce extérieur (RSSCE) ou du Réseau stratégique de transport du Québec (RSTQ);
- au-dessus d'une route ou d'une voie ferrée;
- en présence de sols n'ayant pas les caractéristiques géotechniques minimales requises.

De plus, la préparation d'un projet de construction de pont est facilitée par l'existence de plans et devis types.

Le pont acier-bois normalisé est un pont à une travée constitué de culées en bois, de type caisson à claire-voie rempli de pierres, qui supportent un système structural en acier et un platelage en bois.

Deux largeurs carrossables de pont acier-bois ont été normalisées pour s'adapter aux caractéristiques géométriques du profil en travers des routes à faible débit de circulation. Ces caractéristiques sont résumées au tableau 9.2-1.

Tableau 9.2-1 Caractéristiques des ponts acier-bois

Route	Largeur carrossable du pont	Système structural en acier
2 voies de 3 m	6 706 mm	Système à 5 poutres
1 voie de 3 m	4 076 mm	Système à 3 poutres

La largeur carrossable d'un pont acier-bois est égale à la largeur comprise entre les faces intérieures des chasse-roues, comme illustré sur la figure 9.2-1.

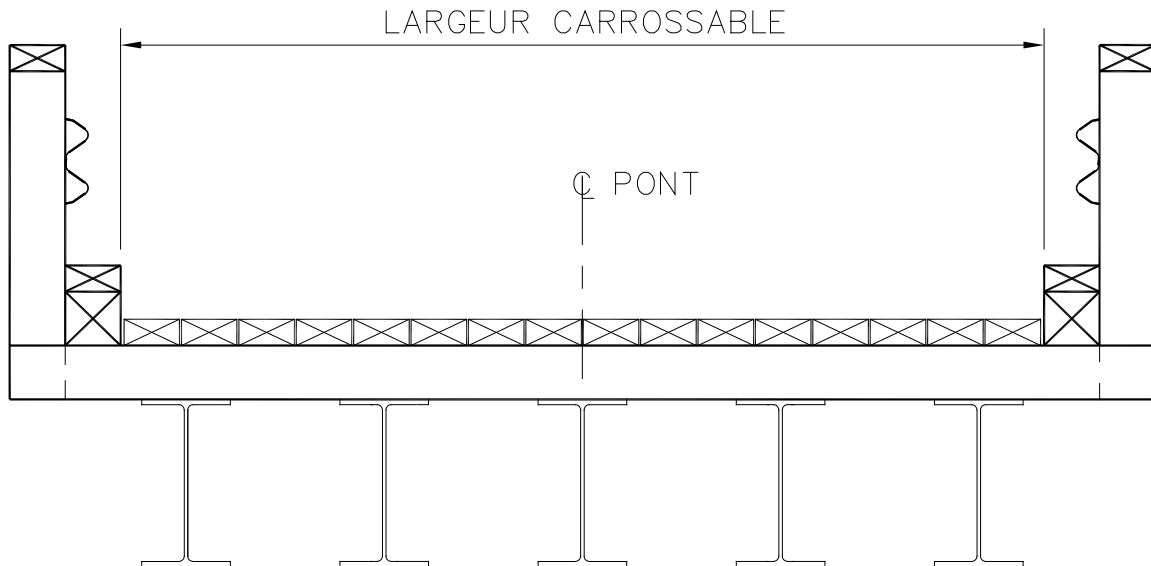


Figure 9.2-1 Coupe schématique d'un pont acier-bois à deux voies

9.2.1 Conception

Quelques éléments propres aux ponts acier-bois diffèrent des prescriptions de la norme CAN/CSA-S6 et seront présentés dans le présent chapitre.

Avant d'entreprendre le processus de conception, le choix d'un pont acier-bois se fait en comparant les contraintes de base communes à différents types de ponts, comme la portée et la capacité du sol de fondation. Dans les cas où plusieurs types de ponts sont envisageables, le concepteur doit effectuer une analyse des coûts globaux à long terme et finaliser son choix à la lumière de son expérience.

Pour de courtes portées, le concepteur peut envisager de remplacer un pont acier-bois par un ponceau lorsque le site du pont satisfait à l'une des conditions suivantes :

- une largeur de cours d'eau de moins de 6 m au niveau des eaux hautes annuelles;
- une pente de cours d'eau ne dépassant pas 1 %, situation associée à une stagnation des eaux.

Pour des portées intermédiaires pouvant aller jusqu'à 20 m, le concepteur peut envisager de remplacer un pont acier-bois par un portique en béton armé. Cette option devient particulièrement attrayante lorsqu'une fondation sur le roc est possible à faible profondeur. Le concepteur doit prévoir une largeur carrossable comparable à celle des ponts acier-bois et s'assurer que les besoins en circulation seront stables à long terme.

Une analyse économique comparative sur une période de 75 ans devrait être réalisée pour finaliser la décision. À titre informatif, on estime généralement que la durabilité des madriers du plancher est de 15 ans, celle des traverses de bois, de 30 ans, et celle du pont dans son ensemble, de 40 ans. Il est important de mentionner que ces durées sont approximatives et qu'elles sont variables d'un pont à l'autre.

Le Ministère prescrit la norme CAN/CSA-S6 pour la conception de la culée de type caisson à claire-voie, du système structural et du platelage des ponts acier-bois. Cependant, les critères de flèche due aux surcharges routières ne respectent pas cette norme en raison d'exigences de confort moins sévères pour ce type de pont. De plus, les dispositifs de retenue sont conformes au niveau d'essai TL-1 prévu dans la norme CAN/CSA-S6.

Les exigences relatives aux états limites de fatigue ne sont pas considérées pour la conception du système structural des ponts acier-bois normalisés. Cependant, il est recommandé de réaliser une étude de la résistance à la fatigue pour un pont acier-bois ayant une portée supérieure à 23 m. Cette étude est particulièrement requise lorsque des soudures sont prévues sur les poutres, et ce, avec la catégorie de détails appropriée. Pour une étude de résistance à la fatigue, le concepteur peut considérer une classe de route qui est plus représentative des conditions d'utilisation du pont (par exemple classe C) au lieu de celle prévue par défaut dans la norme CAN/CSA-S6 (classe A).

Pour les ponts acier-bois normalisés, il n'est pas requis de spécifier de cambrure de fabrication. Pour les ponts acier-bois de plus de 23 m de portée, les exigences du chapitre 10 de ce manuel doivent être appliquées.

9.2.1.1 Paramètres de conception

Les paramètres à considérer pour la conception d'un pont acier-bois sont principalement les charges et les forces sollicitant la structure, ainsi que les aspects géotechniques et hydrauliques du projet. Cependant, s'il s'agit d'une reconstruction, le concepteur doit vérifier les caractéristiques géométriques du site existant pour s'assurer qu'elles sont adéquates.

a) Charges et forces

Toutes les charges sont établies conformément à la norme CAN/CSA-S6.

b) Surcharges routières

Le calcul des efforts causés par les surcharges routières s'effectue à partir de la surcharge normalisée CL-625. La surcharge de voie n'est pas considérée pour la conception des ponts acier-bois puisque son influence n'est significative que pour des portées dépassant 50 m.

Pour tenir compte des effets dynamiques causés par les surcharges de camion, on doit appliquer un coefficient de majoration dynamique (CMD) au camion CL-625 ou à toute partie du camion. Le CMD à appliquer à la surcharge CL-625 est spécifique au nombre d'essieux sollicitant l'effort maximal à une section donnée et varie entre 0,25 et 0,40.

Pour la conception des traverses du platelage, le CMD est réduit de 30 %, conformément à l'article 3.8.4.5.4 « Réduction pour les éléments en bois » de la norme CAN/CSA-S6. Pour les vérifications géotechniques, le CMD n'a pas à être considéré (article 3.8.4.5.1 « Généralités » de la norme CAN/CSA-S6).

La réalisation du dimensionnement des traverses a pris en compte l'utilisation d'un essieu de 125 kN. Qu'il y ait présence ou non d'un biais, les deux moitiés (roues) de l'essieu sont totalement considérées dans l'analyse des traverses. Lorsque le biais augmente, l'effet de la deuxième roue de l'essieu est théoriquement diminué graduellement en fonction de l'angle. Toutefois, puisque que les essieux de 125 kN sont tandem et distants de 1,2 m, il est acceptable de considérer que les deux roues d'un seul essieu agissent simultanément sur une seule traverse d'un pont avec biais.

L'analyse structurale des traverses considère que la roue de l'essieu (62,5 kN) sollicite trois traverses consécutives en assumant une distribution d'efforts de 50 % pour la traverse centrale et 25 % pour chacune des deux autres adjacentes. Ainsi, la « charge de roue » utilisée pour le calcul d'une traverse est 31,25 kN. L'effort de cisaillement utilisé pour la vérification des traverses est donné par l'intégrale de l'article 9.7.3 « Force et effort de cisaillement » de la norme CAN/CSA-S6, même si les traverses sont en bois débité.

c) Autres charges

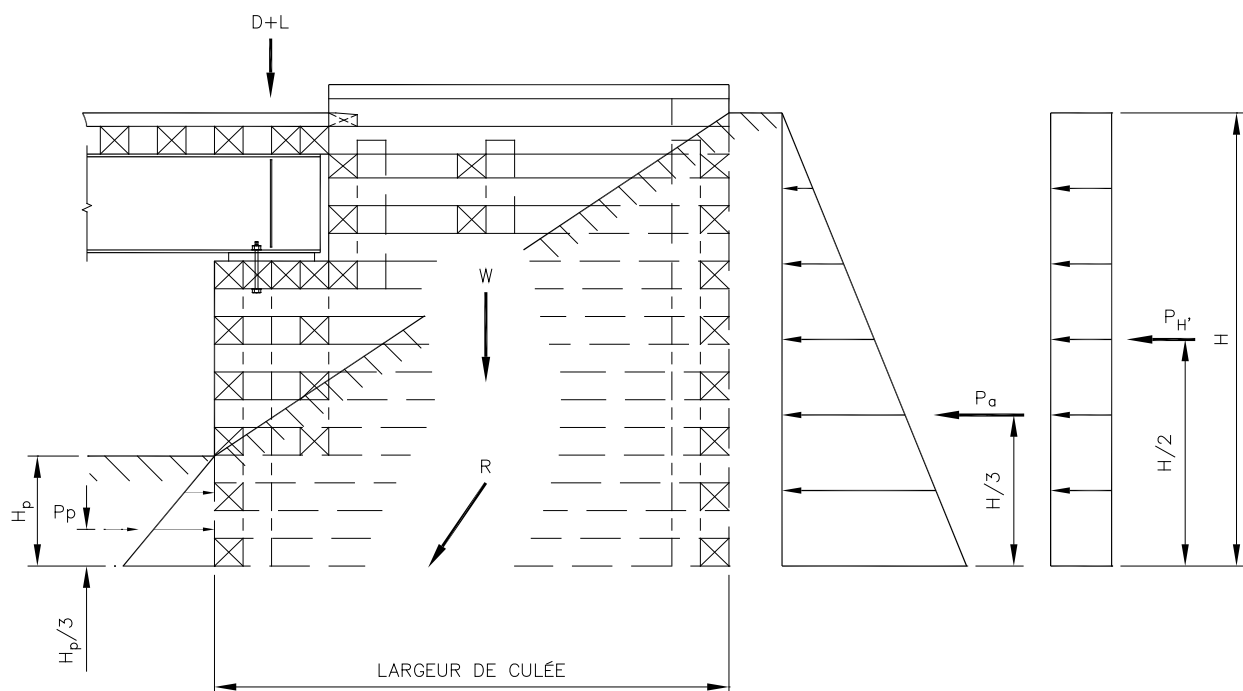
Les charges suivantes ne sont pas considérées pour la conception des ponts acier-bois normalisés :

- Sismiques
- Thermiques
- Vent sur l'ouvrage ou la surcharge routière
- Pression hydrostatique
- Pression de glaces
- Surcharge de compactage (article 6.12.3 « Surcharge de compactage » de la norme CAN/CSA-S6)
- Freinage de la surcharge routière

Pour les ponts acier-bois à travées multiples, l'ingénieur concepteur doit considérer les charges précédentes, si elles sont applicables.

Pour la conception des caissons à claire-voie, les charges suivantes sont considérées :

- Réactions provenant du tablier
- Poids propre du caisson en considérant un poids volumique de 17 kN/m^3
- Poussée active du sol à l'arrière du caisson
- Poussée active correspondant à l'effet d'une surcharge routière (article 6.12.5 « Surcharge » de la norme CAN/CSA-S6)
- Poussée de résistance passive du sol à l'avant du caisson



D+L = charges à l'appui

W = poids du caisson (17 kN/m^3)

R = résultante des forces

P_a = poussée active des terres

P_p = poussée passive des terres

$P_{H'}$ = poussée active équivalente à l'effet d'une surcharge de CL-625

H = hauteur du remblai (de culée) (22 kN/m^3)

H_p = hauteur du remblai à l'avant du caisson

Figure 9.2-2 Forces agissant sur un caisson à claire-voie

d) Géotechnique

La réalisation d'une étude géotechnique est obligatoire lorsqu'un projet implique la construction ou la reconstruction complète d'unités de fondation de type caisson à claire-voie en bois.

La capacité portante à l'ÉLUL d'une fondation superficielle est fonction de plusieurs paramètres. Elle dépend de la géométrie de la semelle, de la grandeur des charges et de quelques paramètres géotechniques. Pour éviter aux concepteurs de ponts acier-bois d'avoir à recalculer la capacité portante à chaque projet, le tableau 9.2-2 fournit la valeur minimum des propriétés géotechniques requises.

L'étude géotechnique devrait minimalement fournir la valeur des paramètres géotechniques spécifiés au tableau 9.2-2 et recommander l'élévation minimale de la base du caisson. Si un site ne permet pas l'utilisation de caissons à claire-voie, l'étude géotechnique doit fournir des recommandations quant au type de fondations à privilégier et fournir l'information requise pour leur conception.

Un encastrement minimum de 1,5 m à l'avant des caissons est requis pour qu'une résistance géotechnique horizontale adéquate leur soit conférée. Pour les caissons construits directement sur le roc, en l'absence d'une protection de talus d'une hauteur suffisante, l'ingénieur concepteur doit prévoir la construction, en avant du caisson, d'une butée de béton de capacité suffisante. Si requis, le béton peut être ancré au roc par l'utilisation d'armatures passives.

À l'étape de l'étude géotechnique, il n'est pas toujours possible de fixer la hauteur du caisson. Celle-ci dépend du profil de la route, de l'encastrement requis pour prévenir l'affouillement et de l'encastrement requis pour atteindre un horizon de sol compétent. Pour cette raison, l'étude des sols doit fournir la capacité à l'ÉLUT du site pour toutes les dimensions normalisées de caissons.

Le tassement admissible pour les ponts acier-bois normalisés à travée simple est de 50 mm. Pour les ponts non normalisés ou à travée continue, le tassement admissible doit faire l'objet d'une étude particulière réalisée par l'ingénieur concepteur et être réduit à 25 mm au besoin.

L'implantation d'un caisson à claire-voie sur un sol à très faible capacité portante, de type argile molle ou à forte teneur en silt, nécessite certaines précautions pour la conception de la fondation. Lorsque la capacité portante du sol de fondation est trop faible pour supporter le poids du remblai d'approche, la structure peut, par exemple, être rallongée pour réduire le remblai à une hauteur acceptable par rapport au sol environnant.

Tableau 9.2-2 Propriétés géotechniques minimales pour l'utilisation des caissons normalisés

	Largeur carrossable de 4 076 mm				
Largeur de la base du caisson	5,49 m	4,88 m	4,27 m	3,66 m	3,05 m
Sols cohérents résistance au cisaillement non-drainé S_u (kPa)	118	103	89	77	69
Sols pulvérulents angle de friction interne ϕ' (degrés)	28	27	26	25	24
Capacité portante requise à l'ÉLUT (kPa) (voir note)	192	166	142	123	109

	Largeur carrossable de 6 706 mm				
Largeur de la base du caisson	5,49 m	4,88 m	4,27 m	3,66 m	3,05 m
Sols cohérents résistance au cisaillement non-drainé S_u (kPa)	128	112	98	86	79
Sols pulvérulents angle de friction interne ϕ' (degrés)	28	27	27	26	25
Capacité portante requise à l'ÉLUT (kPa) (voir note)	196	170	148	129	116

Note : Les réactions à l'ÉLUT fournies dans ce tableau sont les contraintes totales incluant le poids propre du caisson. Les études géotechniques fournissent généralement la capacité à l'ÉLUT d'un sol en termes de contraintes ajoutées aux contraintes existantes en place. Il faut tenir compte de cette particularité.

e) Hydraulique

Une étude hydraulique est requise dans le cadre de la construction de culées ou de la reconstruction d'un pont acier-bois, afin de déterminer l'élévation de la base du caisson et d'ainsi s'assurer que les paramètres de la fondation superficielle respectent les exigences de la norme CAN/CSA-S6. Dans ce cas, le concepteur peut se référer au *Tome III – Ouvrages d'art* des normes du Ministère.

Cependant, dans des cas évidents où aucun problème d'affouillement n'est suspecté, et lorsqu'il n'y a pas de contraintes de gabarit (ouverture, hauteur libre), un avis hydraulique peut être suffisant.

En général, le niveau des eaux de conception d'un pont acier-bois est le niveau des eaux hautes correspondant à une crue ayant une période de retour de 50 ans. Il peut également correspondre à un niveau d'eau maximal observé sur un cours d'eau, par exemple le niveau extrême atteint par les glaces ou les débris.

Si un cours d'eau est navigable, le concepteur doit respecter la largeur du gabarit de navigation spécifié par Transports Canada (Garde côtière canadienne).

Le concepteur doit également s'assurer que le projet n'est pas situé dans une zone de plaines inondables, situation qui est régie par une entente fédérale-provinciale.

Lorsque la réalisation d'un projet peut avoir un impact sur l'environnement, le concepteur peut se référer au chapitre 6 « Mesures d'atténuation environnementales permanentes » dans le *Tome IV – Abords de route* des normes du Ministère, ainsi qu'aux *Lignes directrices pour la protection du milieu aquatique*, document publié par le Ministère.

Le remblai d'approche et la protection de talus doivent être construits de façon à ne pas nuire à l'écoulement de l'eau, car en période de crue, tout encombrement peut entraîner le débordement du cours d'eau ou l'affouillement du remblai. La pente des talus doit être telle qu'elle assure la stabilité du remblai.

9.2.1.2 Dimensionnement des éléments

a) Culée

Les dimensions des caissons sont élaborées de façon à ce que les critères prévus dans la norme CAN/CSA-S6 – position de la force résultante, pression agissant sur le sol, glissement à la base du caisson – soient respectés. Les caissons sont également conçus en fonction des longueurs des différentes pièces de bois disponibles sur le marché.

Les plans types donnent les dimensions générales des pièces de bois utilisées ainsi que les détails d'attache. Le CCDG et le devis spécial établissent clairement les exigences relatives aux différents matériaux composant le caisson ainsi qu'à leur mise en œuvre.

On donne au bois un traitement qui vise à imprégner les fibres de façon à les protéger chimiquement. La norme CSA-O80 « Préservation du bois » établit les procédés de traitement et définit les exigences relatives aux produits utilisés.

Le concepteur doit déterminer en premier lieu la hauteur de culée en considérant l'étude hydraulique, l'étude géotechnique et le profil projeté de la route. Le concepteur déduit ensuite la largeur de la culée à partir du tableau 9.2-3.

Pour un caisson de hauteur supérieure à 6,78 m, l'ingénieur concepteur doit refaire tous les calculs aux états limites : des modifications géométriques sur le caisson peuvent s'avérer nécessaires.

Tableau 9.2-3 Dimensions de culée

Hauteur de culée (m)	Largeur de culée (m)
Moins de 2,56	3,05
2,57 à 3,5	3,66
3,51 à 4,55	4,27
4,56 à 5,65	4,88
5,66 à 6,78	5,49

L'utilisation de culées ayant un biais supérieur à 20° n'est pas recommandée. Si cela est inévitable, il se pourrait que la longueur des pièces de bois des côtés extérieurs de caissons (murs en retour) excède les longueurs maximums d'approvisionnement disponibles sur le marché. Cela entraînerait une majoration significative des coûts.

Pour un caisson en biais, la largeur de culée à considérer est la dimension mesurée perpendiculairement aux faces arrière et avant du caisson, comme montré aux plans types.

Pour protéger la fondation contre l'affouillement, la base du caisson doit se situer à une certaine profondeur en dessous du lit de la rivière ou du terrain naturel. Cette profondeur, déterminée à partir d'une étude ou d'un avis hydraulique, doit respecter les exigences prévues à la norme CAN/CSA-S6 pour une fondation superficielle. Pour limiter la profondeur d'excavation requise pour se protéger contre l'affouillement, ainsi que pour éviter le contact de l'eau avec le bois traité dans un milieu aquatique sensible, le concepteur peut considérer d'éloigner les culées-caissons l'une de l'autre, entraînant cependant une légère augmentation de la portée du pont.

Pour fournir une résistance horizontale géotechnique adéquate, l'encastrement minimum du caisson est de 1,5 m. Pour les caissons sur roc, une butée de béton doit être prévue et, au besoin, être ancrée passivement au roc.

La mise en place d'un géotextile dans le fond de l'excavation est recommandée, pour éviter entre autres le poinçonnement du coussin de support dans un sol à faible capacité portante.

L'avant du caisson doit être minimalement protégé par un revêtement en pierres de calibre 300-500 sur une hauteur de 1 000 mm et une largeur de 1 000 mm. Une protection supplémentaire doit être mise en place si les conditions du site l'exigent.

b) Système structural en acier

L'arrangement et les caractéristiques du système structural en acier sont indiqués sur les plans types et au devis spécial. Les plans types fournissent deux systèmes de poutres correspondant aux deux largeurs carrossables des ponts acier-bois.

Les exigences relatives à l'acier utilisé pour le système structural respectent la norme CSA G40.21M « Aciers de construction ».

Les aciers de nuance 350W, 350AT et 350WT peuvent être spécifiés pour les poutres. Le choix de la nuance d'acier doit se faire conformément aux exigences contenues dans le chapitre 2 du *Tome III – Ouvrages d'art* des normes du Ministère.

Ainsi, pour une portée inférieure ou égale à 16 m, où des profilés laminés W sont généralement utilisés, il est jugé acceptable de spécifier un acier de nuance 350W, qui est facilement disponible sur le marché. Le Ministère considère ce choix acceptable en raison de la courte portée de ces ponts et d'un débit de circulation généralement assez faible. Dans ce cas, aucune exigence relative à l'essai de résilience Charpy n'est spécifiée en raison des caractéristiques de fabrication des profilés laminés W.

Pour une portée supérieure à 16 m, où des profilés assemblés soudés WWF sont généralement utilisés, il est recommandé de spécifier un acier de nuance 350AT. La nuance 350WT peut également être utilisée en milieux marins et aux endroits où le milieu est constamment humide, par-dessus une chute d'eau, par exemple.

Pour les diaphragmes, les contreventements et les plaques d'appui, les aciers 300W et 350W peuvent être utilisés.

Pour une portée supérieure à 20 m, l'approvisionnement de plaques d'acier en une seule longueur devient difficile, mais cela est tout de même possible jusqu'à une longueur de 24 m. Le pont acier-bois normalisé dont il est question dans le présent manuel, qui se limite à des portées égales ou inférieures à 23 m, ne devrait donc pas comporter de joints.

Dans les cas non standards de ponts ayant une portée supérieure à 23 m, où les poutres auraient un assemblage bout à bout, seuls des joints soudés à l'usine doivent être prévus. Dans ces cas, le concepteur doit vérifier si l'emplacement des joints est adéquat (aucun joint ne doit être situé aux endroits où les contraintes sont maximales, et aucun joint ne doit être accepté dans le tiers central pour des portées simples). Il doit également s'assurer que les exigences et procédures de soudage sont conformes aux critères du Ministère. Les poutres de pont acier-bois doivent être réalisées sans joint de chantier, tant que le transport des poutres en un seul morceau est réalisable. Conséquemment, leur longueur est limitée par les contraintes liées à leur transport, soit de 42 m.

Le Ministère permet que les joints soudés entre les sections de poutres de type profilés assemblés-soudés (WWF, WRF) fabriquées à l'aciérie, ou de type profilés laminés, soient réalisés dans la même section pour les semelles et l'âme (pas de décalage entre soudure-semelle et soudure-âme). Le concepteur doit se référer à l'article 5.3.8 (figure 5.1) de la norme CSA W59 « Constructions soudées en acier » pour les détails de soudage relatifs à ce type de joint. S'il y a lieu, le concepteur devra vérifier la résistance en cisaillement de la section réduite de la poutre qui est nécessaire pour l'exécution de cette procédure de soudage. Pour cette vérification, le concepteur peut considérer une classe de route C, qui est plus représentative des conditions d'utilisation des ponts acier-bois. Comme autre solution acceptable pour les poutres assemblées, le concepteur peut prévoir un assemblage soudé bout à bout avec un décalage d'au moins 300 mm entre l'âme et les semelles.

Les attaches de diaphragmes ou de contreventements aux poutres principales ne sont pas conçues comme des assemblages anti-glissement. Ainsi, les surfaces de contact à l'acier nu ne sont pas requises (pas de masquage), et elles doivent être protégées contre la corrosion comme le reste des éléments.

Pour que l'acier AT soit efficace contre la corrosion, il doit être exposé à des cycles intermittents de mouillage et de séchage. Dans des conditions climatiques normales, l'acier AT développe en surface une pellicule de rouille dense et adhérente, permettant de ralentir significativement l'oxydation du métal sous-jacent et toute corrosion ultérieure. Ce type d'acier peut donc normalement être utilisé sans revêtement protecteur supplémentaire. Cependant, lorsque des surfaces d'acier peuvent demeurer humides pendant une longue période de temps – comme les poutres sous le tablier non étanche des ponts acier-bois – le processus d'autoprotection ne peut pas s'établir de façon efficace. C'est pour cette raison que l'acier AT, tout comme l'acier de nuance W, doit être recouvert d'un revêtement anticorrosion.

Pour les ponts acier-bois dont la longueur totale des poutres est de moins de 16,7 m, on doit opter pour la galvanisation pour le revêtement de protection de l'acier. La métallisation doit être privilégiée pour le revêtement de protection pour des poutres faisant plus de 16,7 m, bien que l'application d'un système de peinture homologué soit également acceptable.

Il ne faut en aucun cas spécifier la galvanisation de profilés assemblés par soudure, comme les WWF. La haute température associée au procédé de galvanisation peut modifier les contraintes résiduelles et occasionner une déformation des plaques d'acier.

Des types de profilés ainsi que les espacements entre les contreventements pour différentes portées sont suggérés au tableau 9.2-4.

Pour les ponts qui ne sont pas normalisés, le concepteur doit faire une vérification de la capacité en écrasement des raidisseurs au niveau des appuis de poutres. Pour les ponts normalisés, un raidisseur d'appui de capacité suffisante est prévu aux plans types.

Comme critère de confort, la flèche des profilés sous l'action des surcharges de camion a été vérifiée. La flèche maximale due aux surcharges a été limitée à $L/275$ (L = portée du pont) en raison d'une utilisation marginale des ponts acier-bois par les piétons. Cette flèche maximale moins contraignante, permettant d'optimiser la conception des poutres, est valable à la condition d'utiliser les facteurs d'essieux proposés par la méthode d'analyse simplifiée de la norme CAN/CSA-S6.

Pour un pont acier-bois de longue portée, la flèche maximale due aux surcharges de $L/275$ devrait être révisée de façon plus restrictive par le concepteur, particulièrement si les conditions d'utilisation du pont incluent la présence de piétons.

Tableau 9.2-4 Choix du système structural en acier

Portée (m)	Largeur carrossable 4 076 mm		Largeur carrossable 6 706 mm	
	Profilé	Diaphragmes ou contreventements Nb.@espacement c/c mm	Profilé	Diaphragmes ou contreventements Nb.@espacement c/c mm
6 m	W460 x 74	3 axes @ 3000	W460 x 74	3 axes @ 3000
7 m	W460 x 82	3 axes @ 3500	W460 x 82	3 axes @ 3500
8 m	W610x101	3 axes @ 4000	W610 x 92	3 axes @ 4000
9 m	W610x101	3 axes @ 4500	W610x101	3 axes @ 4500
10 m	W610x101	4 axes @ 3333	W610x101	4 axes @ 3333
11 m	W610 x 113	4 axes @ 3667	W610 x 113	4 axes @ 3667
12 m	W610 x 125	4 axes @ 4000	W610 x 125	4 axes @ 4000
13 m	W690 x 125	5 axes @ 3250	W610 x 125	5 axes @ 3250
14 m	W760 x 134	5 axes @ 3500	W690 x 125	5 axes @ 3500
15 m	W760 x 147	5 axes @ 3750	W760x134	5 axes @ 3750
16 m	W760 x 161	5 axes @ 4000	W760 x 161	5 axes @ 4000
17 m	WWF800 x 161	5 axes @ 4250	WWF800 x 161	4 axes @ 5667
18 m	WWF900 x 169	5 axes @ 4500	WWF900 x 169	4 axes @ 6000
19 m	WWF900 x 169	5 axes @ 4750	WWF900 x 169	5 axes @ 4750
20 m	WWF900 x 192	5 axes @ 5000	WWF900 x 192	5 axes @ 5000
21 m	WWF900 x 192	5 axes @ 5250	WWF900 x 192	5 axes @ 5250
22 m	WWF1000 x 223	5 axes @ 5500	WWF1000 x 200	6 axes @ 4400
23 m	WWF1000 x 223	6 axes @ 4600	WWF1000 x 223	5 axes @ 5750

(1) La portée est la distance entre les raidisseurs d'appuis

(2) Acier considéré : 350 MPa

(3) Les dimensions normalisées des profilés WWF sont données dans la norme CSA G40.21

Les valeurs apparaissant au tableau 9.2-4 ont été optimisées pour les portées indiquées. Dans les cas de portées intermédiaires (ex. : 8,35 m ou 22,8 m), le concepteur doit toujours utiliser le profilé correspondant à la portée supérieure (9 m ou 23 m).

Il est toujours possible de concevoir un pont avec l'aide d'un logiciel en utilisant des poutres existantes ou des profilés non mentionnés au tableau 9.2-4. Toutefois, il est recommandé de mettre en place des poutres dont la section et la nuance d'acier sont identiques. La méthode d'analyse simplifiée proposée par la norme CAN/CSA-S6 permet cependant de déroger de cette bonne pratique à la condition que l'écart de rigidité entre les poutres soit inférieur à 10 %.

Si des travaux impliquent une modification significative du système structural, comme un ajout de poutres ou un changement de géométrie, il est recommandé d'utiliser un logiciel d'analyse structurale pour effectuer les analyses nécessaires au dimensionnement des éléments.

c) Diaphragmes et contreventements

Le type de profilé recommandé pour les diaphragmes entre les poutres ayant une hauteur inférieure à 650 mm est fourni au tableau 9.2-5.

Tableau 9.2-5 Profilé pour diaphragme

Hauteur de poutre (mm)	Diaphragme
610	W 460 X 60
460	W 310 X 39

À la place des profilés W ou pour une hauteur de poutre inférieure à celle spécifiée au tableau 9.2-5, le concepteur peut choisir un type de profilé en C. Les caractéristiques de ce profilé doivent être telles qu'il puisse procurer une rigidité suffisante au système structural.

L'utilisation de contreventements (assemblage de cornières en forme de X) est recommandée pour des poutres de hauteur supérieure à 650 mm.

Les contreventements et diaphragmes intermédiaires sont les mêmes que ceux aux appuis. Les contreventements et diaphragmes aux appuis ne sont pas conçus pour permettre le levage du tablier.

d) Platelage

On donne au bois un traitement qui vise à imprégner les fibres de façon à les protéger chimiquement. La norme CSA-O80 « Préservation du bois » établit les procédés de traitement et définit les exigences relatives aux produits utilisés.

Le platelage est conçu en fonction des charges et contraintes auxquelles il est soumis. Les dimensions du platelage sont élaborées de façon à ce que les critères prévus dans la norme CAN/CSA-S6 soient respectés. Le platelage est également conçu en fonction des longueurs des différentes pièces de bois disponibles sur le marché.

Les plans types donnent les dimensions générales des pièces de bois utilisées ainsi que les détails d'attache.

L'arrangement et les caractéristiques du platelage sont indiqués sur les plans types et au devis spécial. Les plans types fournissent deux arrangements correspondant aux deux largeurs carrossables des ponts acier-bois.

La combinaison d'essences « Épinette – Pin – Sapin » (S-P-F) a été utilisée pour la conception des traverses de bois.

e) Autres éléments

Protection de talus

La protection de talus d'un remblai d'approche ou des berges d'un cours d'eau est normalement un revêtement en pierres.

Pour protéger un talus de pente prononcée ou pour réparer un revêtement déjà cimenté, il peut être judicieux de prévoir un revêtement en pierres cimentées.

Dans le cas d'une exposition rigoureuse à l'affouillement, une protection supplémentaire avec des sacs de sable-ciment ou un perré déversé peut s'avérer nécessaire.

Surface de roulement

Une surface de roulement en enrobé est recommandée sur une longueur minimale de 15 m à l'approche d'un pont acier-bois qui est construit sur une route non pavée. Cette mesure permet de limiter la présence de gravier sur le tablier, qui provoquerait son usure prématurée.

Glissière avec profilé d'acier à double ondulation

Sur le pont, la glissière en tôle ondulée galvanisée (GTOG) est installée jusqu'à la face arrière du caisson. Aux approches, la continuité est assurée par une glissière semi-rigide avec profilé d'acier à double ondulation dont la longueur et les détails d'installation doivent être conformes au *Tome VIII – Dispositifs de retenue* des normes du Ministère.

Il est à noter qu'une transition de rigidité n'est pas obligatoire entre la glissière à l'approche et celle du pont, en raison surtout de la déformation dynamique de la glissière sur le pont acier-bois.

9.2.1.3 Pont à une voie

Lorsqu'un pont à une voie est choisi comme option, il est très important de vérifier que les contraintes de largeur carrossable ne sont pas problématiques. Étant donné la largeur restreinte entre les glissières (4,3 m), le concepteur doit s'informer des largeurs d'équipements auprès des responsables de l'entretien (nivellement, déneigement...) et auprès des utilisateurs de machineries (agricole, construction...) qui auront à circuler sur le pont.

Un pont à une voie doit toujours être conçu sans biais.

9.2.1.4 Pont avec un biais

L'option d'un pont sans biais devrait toujours être privilégiée. L'option d'un pont avec un biais ne devrait être retenue que lorsque la configuration de la route avec la rivière l'exige. Lorsque les conditions de reconstruction forcent le concepteur à élaborer un pont avec un biais, ce dernier devrait être limité à 20°.

Dans le cas d'un pont acier-bois avec un biais supérieur à 20°, une analyse plus approfondie doit être réalisée pour vérifier, entre autres, la résistance des traverses ainsi que le transfert des efforts dans les poutres via les contreventements.

9.2.1.5 Pont utilisé comme voie cyclable

Si un pont acier-bois est prévu être utilisé comme voie cyclable, et particulièrement si ce pont se trouve sur la Route verte, il est recommandé de planifier une surface de roulement présentant un danger minimal pour les cyclistes. Pour ce faire, différentes options sont possibles, comme la pose des madriers de plancher avec un angle de l'ordre de 45°, ou bien la pose d'un enrobé bitumineux, en s'assurant que les contraintes de capacité, de drainage et de glissance sont considérées.

9.3 PONT ACIER-BOIS NORMALISÉ

9.3.1 Généralités

Le concepteur doit préparer les plans d'un projet de construction ou de réparation de pont en utilisant les plans types élaborés par le Ministère et les dimensions d'éléments proposées à la section 9.2. L'utilisation des plans types n'est cependant pas une fin en soi et le jugement du concepteur est essentiel pour tout projet de construction de pont.

Pour les exigences relatives à la préparation, la vérification et la signature des plans, le concepteur et les personnes visées par le projet doivent se référer aux sections 20.4 et 20.5 du présent manuel, ainsi qu'au *Manuel de dessins des structures*.

9.3.2 Plans types

Les plans types couvrent tous les systèmes de culées, de poutres et contreventements, ainsi que d'autres éléments de tablier pour différentes géométries de pont. Les plans types sont complétés par un plan frontispice.

Les plans types élaborés par le Ministère pour la construction des ponts acier-bois ont été préparés pour des feuilles de format ISO A1 (594 x 841 mm).

Les plans types, en version AutoCAD, peuvent être obtenus auprès de la Direction générale des structures.

9.3.3 Principes de base

Le concepteur doit, dans un premier temps, choisir les feuillets de plan nécessaires à la réalisation des travaux qui sont planifiés. Il complète par la suite les plans types sélectionnés en insérant les cotes et dimensions spécifiques au projet dans les boîtes prévues à cet effet.

Pour inscrire les différentes variables dans les boîtes d'information, il faut procéder de la façon suivante :

Les boîtes d'information sont dessinées sur la couche BOÎTE. L'information à y inscrire sera donnée sur la couche DIM05 pour les dimensions et TXT04 pour le texte qui est dans les notes.

Méthode au clavier

Command : TEXT

Justify/Style/<Start point> : Insertion

– (pointer la boîte)



Height <2.5> : (Enter)

Rotation Angle <90d0'0"> : (Enter)

Text : (écrire votre texte)

4 500

Lorsque les boîtes sont remplies, vous pouvez les rendre invisibles en « gelant » la couche BOÎTE.

9.3.4 Procédure d'utilisation des plans types

Pour une reconstruction complète d'un pont acier-bois, six feuillets de plan sont habituellement nécessaires :

- un plan de localisation et description générale (frontispice);
- un plan d'ensemble;
- un feuillet de plan « Culée », utilisé pour les deux caissons lorsque ceux-ci sont de mêmes dimensions;
- trois feuillets de plan pour le tablier :
 - « Tablier – Acier »;
 - « Tablier – Platelage »;
 - « Tablier – Détails ».

Les feuillets de plan sont normalement introduits par un plan de localisation et un plan d'ensemble qui, en plus de fournir des compléments d'information sur le pont projeté, présentent le site en général.

Le plan de localisation et le plan d'ensemble devraient toujours faire partie des documents contractuels d'un projet de construction ou de réparation de pont pour bien situer les intervenants par rapport aux travaux projetés.

En plus des feuillets précédemment mentionnés, il est recommandé d'inclure un feuillet de reconnaissance des sols et un feuillet de plan topographique. Le feuillet de reconnaissance des sols devrait montrer la localisation des forages et les rapports de forage. Le plan topographique devrait minimalement indiquer les utilités publiques présentes, s'il y en a, les limites d'emprises, et montrer les courbes de niveau pour donner une indication de la topographie aux soumissionnaires.

9.3.4.1 Feuillet de plan « Localisation et description générale »

Les points à finaliser lors de la préparation d'un feuillet de plan « Localisation et description générale » sont :

- indiquer le titre du projet;
- mettre un plan de localisation avec la date et l'échelle de référence;
- inscrire les informations relatives à la localisation et à l'identification du projet;
- compléter la table des matières selon le contenu du projet.

9.3.5 Feuillet de plan « Plan d'ensemble »

Le plan d'ensemble comprend des données de base comme la portée et la longueur du pont, une coupe type de l'excavation et remplissage aux culées ainsi que du revêtement en pierres utilisé pour protéger les talus. Le concepteur peut modifier les vues en plan et en élévation pour y ajouter des travaux connexes au besoin.

Les points à finaliser lors de la préparation d'un feuillet de plan « Plan d'ensemble » sont :

- indiquer le sens du courant;
- inscrire la cote « Longueur du pont » en millimètres;
- inscrire la cote « Largeur carrossable » en millimètres;
- inscrire la cote « Portée » en millimètres (longueur entre les deux axes de raidisseurs d'appui);
- indiquer la longueur d'intervention si une correction du profil à l'approche est prévue, sinon, enlever l'information relative à cette activité;
- inscrire les facteurs d'essieu aux états limites ultimes (ÉLUL) en flexion et en cisaillement.

Pour un pont avec un biais, le concepteur doit prévoir les items suivants :

- choisir la configuration du plan type – biais à gauche ou biais à droite – correspondant à la géométrie existante du pont;
- ajouter le biais du pont, c'est-à-dire l'angle entre l'axe perpendiculaire à la ligne de centre du pont et l'axe des ancrages.

La pente recommandée pour les talus est 1V:1,5H. Si la configuration du pont requiert une pente plus prononcée, le concepteur doit modifier le revêtement en pierres montrée sur les plans afin de s'assurer de sa stabilité. Des prescriptions de mise en place (comme « pierres cimentées ») devraient alors être ajoutées aux plans ou au devis.

Le concepteur devrait augmenter, s'il y a lieu, les dimensions de la base du revêtement en pierres (1 000 x 1 000) suivant les recommandations décrites dans l'étude ou l'avis hydraulique.

Si les circonstances le justifient, le concepteur doit ajouter des glissières à l'approche, avec un dispositif d'extrémité approprié. Il faut se référer au *Tome VIII – Dispositifs de retenue* des normes du Ministère.

9.3.5.1 Feuillet de plan « Culée »

Le concepteur doit dimensionner les caissons projetés en fonction des contraintes du site. Une fois la hauteur de culée déterminée, la largeur de culée est fournie à partir du tableau 9.2-3.

Il faut prévoir un poteau de garde-fou supplémentaire pour une largeur de culée supérieure ou égale à 4 270 mm.

Les points à finaliser lors de la préparation d'un feuillet de plan « Culée » sont :

- ajouter la cote « Hauteur de culée » en millimètres;
- ajouter la cote « Largeur de culée » en millimètres (deux endroits);
- ajouter la cote correspondant à la hauteur du :
 - mur avant du caisson, de la base jusqu'à l'assise en millimètres;
 - garde-grève en millimètres.

La hauteur du garde-grève est calculée en additionnant les dimensions verticales de la plaque d'appui, de la poutre et du platelage en bois.

Pour un pont avec un biais, le concepteur doit prévoir les items suivants :

- choisir la configuration du plan type – biais à gauche ou biais à droite – correspondant à la géométrie existante du pont;
- ajouter le biais du pont, c'est-à-dire l'angle entre l'axe perpendiculaire à la ligne de centre du pont et l'axe des ancrages.

Pour une culée avec un biais, le concepteur peut, selon son jugement et le niveau de détail qu'il veut montrer au plan, ajouter sur la vue en plan les dimensions réelles (suivant le biais) des pièces de bois qui seront utilisées pour la construction du caisson.

9.3.5.2 Feuille de plan « Tablier – Acier »

Le concepteur détermine le type de profilé requis pour les poutres du système structural ainsi que l'arrangement des diaphragmes ou des contreventements selon la configuration du pont avec la rivière et à partir du tableau 9.2-4.

Pour un système structural ayant des poutres de hauteur inférieure à 650 mm, le concepteur doit se référer au tableau 9.2-5.

Les points à finaliser lors de la préparation d'un feuillet de plan « Tablier – Acier » sont :

- compléter le type de profilé requis :
 - pour la poutre (W ou WWF);
 - pour le diaphragme (W si applicable), modifier le plan type si un profilé en C est requis;
- ajouter la cote « Hauteur de poutre » en millimètres;
- ajouter la cote « Portée » en millimètres;
- ajouter la cote « Longueur de la poutre » en millimètres, pour un pont en biais, « longueur de la poutre » = « portée » + $[500/\cos(\text{biais } \theta)]$;
- ajouter la cote correspondant à l'espacement entre les diaphragmes ou les contreventements « ____ c/c » en millimètres.

Pour un pont avec un biais, le concepteur doit finaliser les items suivants :

- Choisir la configuration du plan type – biais à gauche ou biais à droite – correspondant à la géométrie existante du pont;
- Choisir la configuration du plan type – biais à gauche ou biais à droite – correspondant à la géométrie existante du pont;
- Ajouter le biais du pont, c'est-à-dire l'angle entre l'axe perpendiculaire à la ligne de centre du pont et l'axe des ancrages.

Le concepteur doit indiquer dans les notes les caractéristiques de l'acier de construction :

- Lorsqu'un profilé laminé W est utilisé pour les poutres principales (en général, pour une portée de 16 m ou moins), les caractéristiques de l'acier inscrites au plan type sont non modifiables. S'il y a des considérations particulières et propres au projet nécessitant la modification des caractéristiques d'acier, le concepteur peut le faire.
- Contreventements et autres éléments en acier = nuance 300W ou 350W :
 - le procédé de protection anticorrosion spécifié pour les diaphragmes ou les contreventements est la galvanisation, par défaut. Modifier cette exigence au besoin si un autre procédé est prévu;
 - boulons, rondelles et écrous = galvanisé pour tous les cas.
- Lorsqu'un profilé soudé WWF est utilisé pour les poutres principales (en général pour une portée supérieure à 16 m) :
 - poutres = spécifier la nuance 350AT ou 350WT;
 - pour l'une ou l'autre des nuances d'acier, 350AT ou 350WT, prévoir un procédé de protection contre la corrosion = métallisé ou peinturé.
 - pour l'acier 350AT ou 350WT, ajouter la note fixant la température T_t pour l'essai de résilience Charpy à -20 °C. Cette température d'essai est sécuritaire pour l'ensemble du territoire québécois. Cette note doit être retirée si des profilés W de nuance 350W sont spécifiés.
- Contreventements et autres éléments en acier = nuance 300W ou 350W :
 - le procédé de protection anticorrosion spécifié pour les diaphragmes ou les contreventements est la galvanisation, par défaut. Modifier cette exigence au besoin si un autre procédé est prévu;
 - boulons, rondelles et écrous = galvanisé pour tous les cas.

9.3.5.3 Feuille de plan « Tablier – Platelage »

Pour un pont sans biais, les plans types « Tablier – Platelage » peuvent être utilisés comme proposé, sans aucune modification.

Pour un pont avec un biais, le concepteur doit prévoir les items suivants :

- choisir la configuration du plan type – biais à gauche ou biais à droite – correspondant à la géométrie existante du pont;
- ajouter le biais du pont, c'est-à-dire l'angle entre l'axe perpendiculaire à la ligne de centre du pont et l'axe des ancrages.

Pour un pont ayant un potentiel d'utilisation pour les cyclistes, le concepteur peut prévoir les options suivantes :

- pour un pont sans biais, choisir la configuration (tablier à cinq poutres ou tablier à trois poutres) du plan type correspondant à un plancher avec madriers à 45°;
- pour un pont avec un biais, adapter l'angle des madriers des plans types selon la configuration du biais.

9.3.5.4 Feuille de plan « Tablier – Détails »

Pour un pont sans biais, les plans types « Tablier – Détails » sont à utiliser tels qu'ils sont proposés; aucune modification n'est requise.

Pour un pont avec un biais, le concepteur doit fournir l'item suivant :

- choisir la configuration du plan type correspondant à l'assemblage en biais du poteau de glissière.

9.4 PONT À POUTRES EN BOIS LAMELLÉ-COLLÉ AVEC PLATELAGE ÉTANCHE

9.4.1 Généralités

Les principaux avantages associés aux ponts à poutres en bois lamellé-collé avec platelage étanche sont similaires à ceux des ponts acier-bois, soit l'utilisation de fondations souples et la rapidité d'exécution. Le coût d'ensemble est, par contre, plus élevé que pour un pont acier-bois. Ainsi, un caisson à claire-voie rempli de pierres peut se construire sur presque tout type de sol. La flexibilité du caisson est telle qu'il peut admettre un certain déplacement sans causer de préjudice grave à l'ensemble du pont. L'utilisation de poutres en bois impose cependant la construction d'un platelage étanche afin de garder les poutres au sec et ainsi favoriser une meilleure durabilité. Le coût plus important du platelage étanche est en partie compensé par la plus grande durabilité du tablier et par une meilleure longévité de la surface d'usure que celle d'un pont acier-bois.

La construction est rapide, quelques semaines tout au plus, et ne requiert aucun délai important, sauf pour l'approvisionnement des poutres et du platelage. Enfin, pour des raisons surtout de géométrie et d'implantation, le pont à poutres en bois lamellé-collé

est considéré comme une solution appropriée pour les ponts à courte portée, c'est-à-dire pour des longueurs de poutre de 24,4 m et moins. Ils constituent une alternative au pont acier-bois. Comme dans le cas de ponts acier-bois, les ponts à poutres en bois lamellé-collé ne doivent pas être installés dans les conditions suivantes :

- pont faisant partie du Réseau stratégique en soutien au commerce extérieur (RSSCE);
- pont faisant partie du Réseau stratégique de transport du Québec (RSTQ);
- pont au-dessus d'une route ou d'une voie ferrée.

Puisqu'un pont à poutres en bois lamellé-collé avec tablier étanche est généralement utilisé à un endroit où un pont acier-bois aurait pu être utilisé, plusieurs éléments de cet ouvrage sont identiques à ceux d'un pont acier-bois (voir section 9.2). Seuls les éléments qui diffèrent de ceux d'un pont acier-bois seront présentés dans cette section.

La construction de ponts à poutres en bois lamellé-collé avec les revêtements de protection répondant aux normes environnementales actuelles remonte à quelques années tout au plus. Les détails de construction doivent être conçus de manière à favoriser la durabilité du bois. La durabilité des ponts à poutres en bois lamellé-collé est tributaire de l'entretien qui en sera fait. Tout projet de pont à poutres en bois lamellé-collé avec platelage étanche doit faire l'objet d'une approbation de la part de la Direction générale des structures.

9.4.2 Géométrie

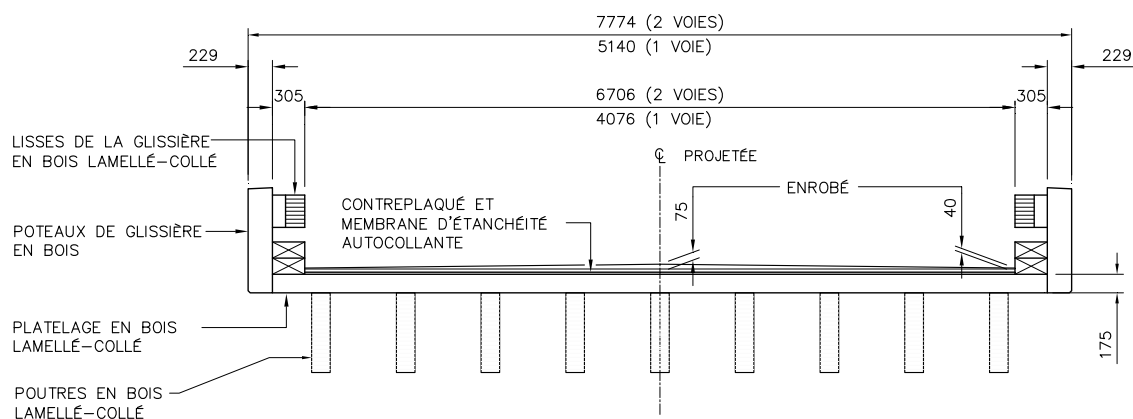
9.4.2.1 Largeur carrossable

Deux largeurs carrossables ont été normalisées pour s'adapter aux caractéristiques géométriques du profil en travers des routes locales et aux dimensions des madriers en bois traité qui constituent les caissons à claire-voie. Ces caractéristiques sont résumées au tableau 9.4-1.

Tableau 9.4-1 Caractéristiques des ponts à poutres en bois lamellé-collé

Route locale	Largeur carrossable du pont
2 voies de 3 m	6 706 mm
1 voie de 3 m	4 076 mm

La largeur carrossable d'un pont à poutres en bois lamellé-collé correspond à la largeur comprise entre les faces intérieures des chasse-roues, comme illustré sur la figure 9.4-1.



COUPE TRANSVERSALE

Figure 9.4-1 Coupe schématique d'un pont à poutres en bois lamellé-collé avec platelage étanche

9.4.2.2 Biais

Aucun biais n'est permis pour les ponts à poutres en bois lamellé-collé avec platelage étanche.

9.4.2.3 Dispositif de retenue

Le détail du dispositif de retenue de niveau d'essai TL-2 est disponible à la Direction générale des structures. Chaque poteau du dispositif de retenue doit être centré sur un panneau du platelage dont la largeur minimale, mesurée selon l'axe longitudinal du pont, est fixée à 915 mm. L'espacement maximal centre à centre des poteaux du dispositif de retenue est de 1 900 mm.

Dans le cas où des panneaux de platelage de plus de 915 mm de largeur sont utilisés, la distance minimale entre le centre du poteau du dispositif de retenue et le bord du panneau est de 450 mm et il n'est pas requis que le ou les poteaux soient centrés sur le panneau. Les espacements des poteaux doivent être les mêmes sur toute la longueur du pont. Au besoin, un espacement différent peut être utilisé aux extrémités du pont pour l'ajustement.

Dans les cas où il est prévu que des véhicules tout-terrain, des motoneiges ou encore un nombre important de vélos circulent sur le pont, il faut considérer l'utilisation d'un dispositif de retenue mixte dont le détail est disponible à la Direction générale des structures.

9.4.2.4 Porte à faux du platelage

La longueur maximale du porte-à-faux du platelage, mesurée à partir de la face extérieure de la poutre de rive, est fixée à 457 mm.

9.4.2.5 Continuité des panneaux de platelage

Les éléments de bois utilisés pour le platelage doivent être continus sur toute la largeur du pont. Il n'est pas permis d'avoir une épissure dans ces panneaux.

9.4.2.6 Joint platelage sur culée

Le platelage du tablier doit être prolongé au-dessus du garde-grève. La fin du platelage doit être alignée avec le derrière des madriers en bois qui constituent le garde-grève. Le détail d'un joint platelage sur culée est disponible à la Direction générale des structures.

9.4.2.7 Dimensions des éléments en bois lamellé-collé

Les dimensions des éléments en bois lamellé-collé doivent respecter les dimensions de la norme CAN/CSA O122-06 « Bois de charpente lamellé-collé ». Une seule conception par projet doit être réalisée.

9.4.2.8 Espacement des poutres

L'espacement maximal des poutres est de 1 500 mm c/c. Le nombre minimal de poutres requis pour un pont est de 4.

9.4.2.9 Appareil d'appui

Les poutres en bois lamellé-collé doivent être déposées sur des appareils d'appuis de type élastomère fretté.

9.4.2.10 Drainage, pente longitudinale et pente transversale

Les drains sont à éviter sur les ponts à poutres en bois lamellé-collé afin de favoriser la durabilité. Pour le drainage, la pente longitudinale minimale souhaitable est de 0,5 %. Le drainage transversal est assuré par une épaisseur variable d'enrobé. L'épaisseur d'enrobé est de 75 mm au centre de la voie carrossable et de 40 mm le long des glissières (voir figure 9.4-2).

9.4.3 Matériaux

La norme CAN/CSA-S6 s'applique. Nonobstant l'article 9.12.1 « Matériaux » de la norme CAN/CSA-S6, les éléments de structure en bois lamellé-collé doivent être fabriqués conformément à la norme CSA O122 « Bois de charpente lamellé-collé » ou

aux exigences stipulées dans le rapport CCMC 13216-R (révision 2014-06-02), par un fabricant certifié en vertu de la norme CSA O177 « Règles de qualification des fabricants de bois de charpente lamellé-collé ».

9.4.3.1 Propriétés mécaniques

Pour la conception, les résistances et les modules d'élasticité du bois lamellé-collé doivent être basés sur des conditions d'utilisation en milieu semi-humide. Toute valeur de résistance et de module d'élasticité basée sur des conditions d'utilisation en milieu sec doit être multipliée par un coefficient de condition d'utilisation en milieu semi-humide. Les coefficients d'utilisation en milieu semi-humide sont obtenus en faisant la moyenne entre les coefficients en milieu sec et les coefficients en milieu humide présentés au tableau 7.4.2 « Coefficients de conditions d'utilisation, K_S » de la norme CAN/CSA O86 « Règles de calcul des charpentes en bois ». Nonobstant ce qui précède, pour le cisaillement longitudinal, le coefficient d'utilisation en milieu semi-humide doit être le même que celui en milieu humide, soit 0,87.

Les propriétés mécaniques en milieu semi-humide à utiliser pour la conception des poutres et des éléments de platelage en bois lamellé-collé sont présentées aux tableaux 9.4-2 et 9.4-3.

9.4.3.2 Poutres et diaphragmes en bois lamellé-collé

a) Produits fabriqués en épinette noire

- Les résistances et les modules d'élasticité en milieu sec se retrouvent au tableau 4.1.1 du rapport CCMC 13216-R (révision 2014-06-02). Le « E apparent » est équivalent au « E50 ».
- Les poutres principales et les diaphragmes doivent être de classe de contraintes mécaniques 24F-1.9E et de combinaison balancée EWS 24F-E/ES1M1 avec lamelles de tension 302-24, comme défini dans la norme APA Y117-SUP « *Glulam Layup Combinations* ».

b) Produits fabriqués en sapin de Douglas

- Les résistances et les modules d'élasticité en milieu sec se retrouvent au tableau 7.3 « Résistance prévues et modules d'élasticité pour le bois lamellé-collé, MPa » de la norme CAN/CSA O86.
- Les poutres principales et les diaphragmes doivent être de classe de contraintes mécaniques 24F-EX, comme défini dans la norme CAN/CSA O122.

9.4.3.3 Platelage en bois lamellé-collé

Le platelage doit être considéré comme des colonnes rectangulaires en bois lamellé-collé appuyées sur le côté long. L'épaisseur du platelage est de 175 mm.

a) Produits fabriqués en épinette noire

- Les résistances et les modules d'élasticité en milieu sec se retrouvent au tableau 4.1.2 du rapport CCMC 13216-R (révision 2014-06-02). Le « E apparent » est équivalent au « E50 ».
- Le platelage doit être de classe de contraintes mécaniques ES12 et de combinaison EWS ES12, comme défini dans la norme APA Y117-SUP « *Glulam Layup Combinations* ».

b) Produits fabriqués en épinette noire

- Les résistances et les modules d'élasticité en milieu sec se retrouvent au tableau 7.3 « Résistance prévues et modules d'élasticité pour le bois lamellé-collé, MPa » de la norme CAN/CSA O86.
- Le platelage doit être de classe de contraintes mécaniques 16c-E, comme défini dans la norme CSA O122.

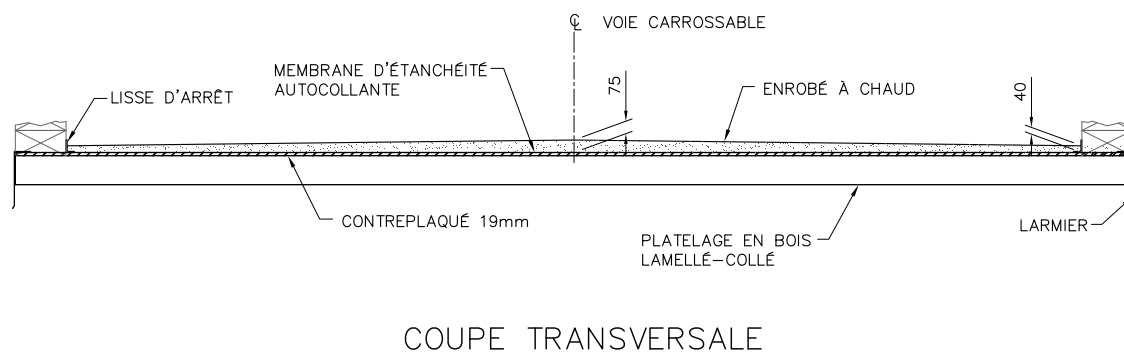
9.4.3.4 Fini de surface et traitement à l'usine des éléments en bois lamellé-collé

Les éléments en bois lamellé-collé doivent avoir un fini de surface appartenant à la classe d'aspect « qualité », selon les spécifications énoncées à l'article 6.8.4 « Classe qualité » de la norme CSA O122. Après usinage des éléments en bois lamellé-collé, les surfaces en bois de bout doivent être revêtues de deux couches d'un bouche-pores transparent (cire ou revêtement hydrofuge) et toutes les autres surfaces doivent recevoir un revêtement d'extérieur hydrofuge. Les systèmes suivants sont acceptés :

- 3 couches de Cétol SRD de Sikken
ou
- 1 couche Innoprep 84 + 2 couches Innocryl 398-102 de Laurentides
ou
- 1 couche Innoprep 84 + 2 couches Innokyn 12 de Laurentides

9.4.3.5 Composition et étanchéité du platelage

Un contreplaqué de 19 mm d'épaisseur en sapin de Douglas (DFP), de type « *Exterior* » et de qualité « *Select* », traité à l'ACC doit être fixé directement sur le platelage à l'aide de vis pour bois traité. Les joints entre les panneaux de contreplaqué doivent être décalés par rapport aux joints entre les panneaux de platelage. Le contreplaqué doit être conforme à la norme CSA O121. Le rôle du contreplaqué est d'agir à titre d'élément sacrificiel lors du remplacement éventuel de l'enrobé. Par la suite, une membrane d'étanchéité autocollante COLPHÈNE HR GR de Soprema avec couche d'apprêt ainsi que des larmiers en acier galvanisé doivent être installés sur le contreplaqué. Finalement, la membrane est recouverte d'un revêtement en enrobé à chaud en une seule couche. Une lisse d'arrêt en acier galvanisé doit être installée au niveau des chasse-roues afin de délimiter l'enrobé. Les dessins détaillés de la composition du platelage sont disponibles à la Direction générale des structures. La coupe transversale de la composition du platelage est montrée à la figure 9.4-2.



COUPE TRANSVERSALE

Figure 9.4-2 Coupe schématique transversale de la composition du platelage

9.4.4 Notions de structures

9.4.4.1 Type de système structural

Le type de système structural préconisé pour les ponts à poutres en bois lamellé-collé est celui à poutres droites appuyées sur culée en caisson à claire-voie avec platelage étanche en bois lamellé-collé.

Afin de respecter les contraintes de fabrication des fournisseurs de poutres en bois lamellé-collé, la longueur maximale des poutres droites en bois lamellé-collé est fixée à 24,4 m. Aucune épissure n'est permise dans les poutres.

9.4.4.2 Conception des poutres en bois lamellé-collé

a) Surcharge

Pour la surcharge CL-625, les coefficients de majoration dynamique spécifiés à l'article 3.8.4.5.3 « Éléments autres que les ouvrages sous remblai » de la norme CAN/CSA-S6 s'appliquent, mais ils doivent être multipliés par 0,70, comme spécifié à l'article 3.8.4.5.4 « Réduction pour les éléments en bois » de la norme.

b) Flèche admissible

Pour le calcul de la flèche admissible, seule la surcharge doit être prise en considération selon la combinaison ÉLUT n°1 du tableau 3.1 « Coefficients de pondération des charges et combinaisons de charges » de la norme CAN/CSA-S6, excluant le coefficient de majoration dynamique, et le camion doit être positionné conformément à l'article 3.8.4.1 « Généralités » de la norme. Nonobstant l'article 9.4.2 « États limites d'utilisation » de la norme CAN/CSA-S6, la flèche des poutres droites en bois lamellé-collé ne doit pas être supérieure à 1/400 de sa portée et doit être calculée à l'aide de la valeur de E50 (milieu semi-humide).

c) Cambrure

Nonobstant l'article 9.12.4 « Cambrure » de la norme CAN/CSA-S6, la cambrure des poutres droites en bois lamellé-collé doit être égale à trois fois la flèche attribuable aux charges permanentes non pondérées.

d) Poutres non mixtes

Le système poutre-platelage doit être considéré comme un système non mixte.

9.4.4.3 Conception du platelage en bois lamellé-collé

a) Platelage en bois lamellé-collé

Les panneaux de platelage en bois lamellé-collé doivent être considérés comme des colonnes sollicitées en flexion travaillant selon l'axe faible. Le concepteur doit s'assurer de prendre les propriétés mécaniques adéquates lors de la conception. La capacité en flexion selon l'axe faible n'est pas donnée pour les produits en sapin de Douglas. La capacité en flexion des éléments de platelage en sapin de Douglas doit être calculée en conformité avec les articles 9.5.6 « Coefficient de répartition des charges », 9.7.5 « Platelages en bois lamellé verticalement » et 9.12.3 « Poutres lamellées verticalement » de la norme CAN/CSA-S6.

b) Flèche admissible

Afin de réduire les risques de fissuration transversale qui pourraient se produire dans l'enrobé à chaud entre deux panneaux de platelage adjacents, le concepteur doit calculer la déformation différentielle verticale maximale entre deux panneaux adjacents en considérant une empreinte de roue. La déformation différentielle verticale maximale permise est de 2,5 mm. Si la déformation calculée excède 2,5 mm, le concepteur peut augmenter l'épaisseur du platelage, diminuer l'espacement des poutres ou prévoir des goudjons de cisaillement (conception selon l'USDA) entre chaque panneau. La solution la plus économique doit être retenue.

c) Fixation aux poutres

Chaque panneau de platelage doit être fixé à chacune des poutres droites en bois lamellé-collé à l'aide de trois attaches par poutre.

Les systèmes suivants (ou équivalent) sont permis :

1. Vis à bois auto perceuse « ASSY PLUS VG » 8 mm x 330 mm à tête fraisée, avec embout AW40 plaqué au zinc.
2. Vis à bois auto perceuse « WR-T » 9 mm x 350 mm de SFS intec.
3. Attache de platelage en aluminium avec boulons pour bois d'œuvre de 5/8" de diamètre (*Dome head timber bolt*) comme distribué par Laminated Concept inc. (prévoir un délai de livraison de huit semaines).

9.4.4.4 Conception des diaphragmes

Afin d'éliminer le retrait hygroscopique différentiel entre les poutres et les diaphragmes, le sens des fibres de bois des diaphragmes doit être à l'horizontale.

a) Diaphragmes intermédiaires

On doit prévoir des diaphragmes intermédiaires si cela est requis pour améliorer la répartition des charges ou à des fins de stabilité pendant la construction. L'espacement maximal des diaphragmes intermédiaire est de 8 m. Au moins un diaphragme intermédiaire est requis.

b) Diaphragmes d'extrémités

Les diaphragmes d'extrémités doivent être conçus de manière à transmettre les efforts transversaux provenant du tablier jusqu'aux appareils d'appui. Les diaphragmes d'extrémités doivent également être conçus de manière à permettre le levage du tablier comme spécifié à l'article 1.8.3.3 « Entretien des appareils d'appui et levage de l'ossature » de la norme CAN/CSA-S6. Pour le levage du tablier, le pont doit être fermé à la circulation.

9.4.5 Liste des dessins

Les dessins suivants peuvent être obtenus auprès de la Direction générale des structures :

- Dispositif de retenue de niveau d'essai TL-2;
- Dispositif de retenue mixte de niveau d'essai TL-2;
- Joint platelage sur culée;
- Coupe type de composition de platelage;
- Attache de platelage en aluminium.

Tableau 9.4-2 Résistance et module d'élasticité des poutres et diaphragmes en bois lamellé-collé

Essence de bois	Épinette noire		Sapin de Douglas	
Classe d'aspect	Industrielle		-	
Classe de contrainte	24f-1.9E		24f-EX	
Plan d'assemblage	24F-ES1M1		-	
Milieu	SEC	SEMI-HUMIDE	SEC	SEMI-HUMIDE
Moment de flexion positif, f_{bx}	30,7	27,6	30,6	27,5
Moment de flexion négatif, f_{bx}	30,7	27,6	30,6	27,5
Cisaillement longitudinal, f_{vx}	2,2	1,91	2	1,74
Compression parallèle au fil, f_c	16,5	14,4	30,2	26,4
Compression parallèle au fil et flexion, f_{cb}	-	-	30,2	26,4
Compression perpendiculaire au fil, f_{cp} Résistance à l'appui : face comprimée	7,5	5,8	7	5,8
Compression perpendiculaire au fil, f_{cp} Résistance à l'appui : face tendue	7,5	5,8	7	5,8
Aire nette en traction, f_{tn}	-	-	20,4	17,9
Aire brute en traction, f_{tg}	13,4	11,7	15,3	13,4
Module d'élasticité selon l'axe principal, E_x	12 400	11 780	12 800	12 100
Module d'élasticité selon l'axe faible, E_y	10 300	9 785	-	-

Les capacités en milieu semi-humide (à utiliser pour la conception) sont obtenues en multipliant les capacités en milieu sec par les coefficients d'utilisation en milieu semi-humide.

Épinette noire

Les capacités en milieu sec sont extraites du tableau 4.1.1 « Résistance spécifiées (MPa) pour les poutres, pour des conditions d'utilisation en milieu sec et pour une durée normale d'application de charge » du rapport CCMC 13216-R (révision 2014-06-02).

Sapin de Douglas

Les capacités en milieu sec sont extraites du tableau 7.3 « Résistance prévues et modules d'élasticité pour le bois lamellé-collé, MPa » de la norme CAN/CSA O86.

Tableau 9.4-3 Résistance et module d'élasticité du platelage en bois lamellé-collé

Essence de bois	Épinette noire		Douglas-mélèze	
Classe d'aspect	Industrielle		-	
Classe de contrainte	ES12		16c-E	
Plan d'assemblage	ES12		-	
Milieu	SEC	SEMI-HUMIDE	SEC	SEMI-HUMIDE
Moment de flexion axe fort, f_{bx}	24,9	22,4	14	12,6
Moment de flexion axe faible, f_{by}	30,7	27,6	-	-
Cisaillement longitudinal axe faible, f_{vy}	1,5	1,31	2	1,74
Compression parallèle au fil, f_c	33	28,7	30,2	26,4
Compression parallèle au fil et flexion, f_{cb}	-	-	30,2	26,4
Compression perpendiculaire au fil, f_{cp} Résistance à l'appui : face comprimée	7,5	6,2	7	5,8
Compression perpendiculaire au fil, f_{cp} Résistance à l'appui : face tendue	7,5	6,2	7	5,8
Aire nette en traction, f_{tn}	20,4	17,9	20,4	17,9
Aire brute en traction, f_{tg}	-	-	15,3	13,4
Module d'élasticité selon l'axe principal, E_x	12 400	11 800	12 400	11 800
Module d'élasticité selon l'axe faible, E_y	12 400	11 800	-	-

Les capacités en milieu semi-humide (à utiliser pour la conception) sont obtenues en multipliant les capacités en milieu sec par les coefficients d'utilisation en milieu semi-humide.

Épinette noire

Les capacités en milieu sec sont extraites du tableau 4.1.2 « Résistance spécifiées (MPa) pour les poteaux, pour des conditions d'utilisation en milieu sec et pour une durée normale d'application de charge » du rapport CCMC 13216-R (révision 2014-06-02).

Sapin de Douglas

Les capacités en milieu sec sont extraites du tableau 7.3 « Résistance prévues et modules d'élasticité pour le bois lamellé-collé, MPa » de la norme CAN/CSA O86.

CHAPITRE 10

OUVRAGES EN ACIER

TABLE DES MATIÈRES

10.1	NUANCE DE L'ACIER	10-1
10.2	ASSEMBLAGES BOULONNÉS ET GOUJONS DE CISAILLEMENT	10-2
10.2.1	Assemblages boulonnés	10-2
10.2.2	Goujons de cisaillement	10-3
10.3	CAMBRURE ET FLÈCHE	10-4
10.4	CONCEPTION	10-4
10.4.1	Analyse des poutres mixtes	10-4
10.4.2	Autres exigences	10-7
10.5	CONTREVENTEMENTS ET DIAPHRAGMES AUX APPUIS	10-9
10.6	SYSTÈME D'ANCRAGE DES POUTRES PRINCIPALES	10-11
10.7	REVÊTEMENT DE PROTECTION	10-13

FIGURES

Figure 10.4-1	Zones de moment positif et de moment négatif	10-6
Figure 10.4-2	Choix des sections dans les zones de moment positif	10-6
Figure 10.4-3	Choix des sections dans les zones de moment négatif	10-7
Figure 10.5-1	Diaphragme aux appuis	10-10
Figure 10.5-2	Contreventement en K aux appuis	10-10
Figure 10.6-1	Système de retenue à quatre ancrages (appui fixe) avec appareil d'appui en élastomère fretté	10-11

Figure 10.6-2	Système de retenue à deux ancrages (appui mobile ou fixe) avec appareil d'appui en élastomère fretté	10-12
Figure 10.6-3	Système de retenue à deux ancrages (appui mobile) avec appareil d'appui en élastomère fretté avec éléments glissants remplaçables	10-13

TABLEAUX

Tableau 10.5-1	Diaphragme ou contreventement en K aux appuis	10-9

Le texte des normes suivantes contient des exigences particulières ou des renseignements supplémentaires relatifs aux sujets traités dans le présent chapitre.

Tome III – Ouvrages d'art des normes du Ministère

Chapitre 2 Conception des ouvrages d'art
Section 2.10 Ouvrages en acier

10.1 NUANCE DE L'ACIER

La nuance de l'acier des éléments d'un ouvrage d'art doit être conforme au tableau 2.10-1 « Nuance de l'acier de construction » du *Tome III – Ouvrages d'art* des normes du Ministère. De façon générale, en ce qui concerne les pièces structurales principales, les diaphragmes, les contreventements et les poutres de levage, la nuance de l'acier à spécifier doit être conforme à celle indiquée au tableau 10.1-1 du présent manuel.

NORME CSA G40.21	
Pièces structurales principales	Diaphragmes, contreventements et poutres de levage
350AT ¹	350A, 350W ou 300W
350WT ¹	350W ou 300W

¹ Les exigences thermiques et énergétiques pour l'essai de résilience Charpy doivent être conformes aux tableaux 10.12 « Exigences thermiques et énergétiques pour l'essai de résilience Charpy du métal de base et du métal d'apport des membrures principales tendues » et 10.13 « Exigences thermiques et énergétiques pour l'essai de résilience Charpy du métal de base et du métal d'apport des membrures à résistance critique à la rupture » de la norme CAN/CSA-S6 « Code canadien sur le calcul des ponts routiers ».

Pour la fabrication des poutres assemblées et des éléments structuraux principaux, l'acier conforme à la norme ASTM A588 peut être accepté comme équivalent à l'acier CSA G40.21 nuance 350AT, si l'attestation de conformité de l'aciérie spécifie les exigences thermiques et énergétiques pour l'essai de résilience Charpy et inclut les résultats relatifs à ces essais.

Dans le cas des profilés laminés, lorsque des exigences thermiques et énergétiques pour l'essai de résilience Charpy sont requises, les essais doivent être faits par le distributeur, s'il n'est pas possible d'obtenir de l'aciérie une attestation de conformité qui indique les résultats des essais de résilience Charpy correspondant au lot de production des profilés laminés.

Dans tous les cas, les exigences thermiques et énergétiques pour l'essai de résilience Charpy doivent être conformes à la norme CAN/CSA-S6.

Les profilés laminés en acier de types WT et AT ne sont pas disponibles au Canada.

10.2 ASSEMBLAGES BOULONNÉS ET GOUJONS DE CISAILLEMENT

10.2.1 Assemblages boulonnés

Les assemblages boulonnés doivent être détaillés sur les plans en indiquant le diamètre et le type de boulons à utiliser.

Généralement, le détail d'un joint de chantier des poutres principales est montré aux plans. Lorsque le montage de la charpente métallique n'est pas usuel, le concepteur peut laisser à l'entrepreneur le soin de proposer les joints de chantier en fonction des étapes de montage qu'il préconise. Si tel est le cas, le concepteur doit approuver la localisation du joint et fournir à l'entrepreneur les valeurs des efforts à l'endroit du joint.

Il est important de noter que les joints de chantier des poutres principales non prévus aux plans ne sont pas permis pour des ponts à travées simples dont la portée est inférieure à 36 m.

Les joints de chantier sont habituellement localisés à proximité des points d'inflexion associés aux charges permanentes dans le cas d'une poutre principale continue et en dehors du tiers central pour les poutres principales simplement appuyées, ce qui représente souvent la solution optimale. Lorsque le concepteur détermine la localisation des joints de chantier, il doit vérifier la longueur maximale transportable pour des sections de poutres dont la longueur est supérieure à 36 m.

Les joints de chantier des poutres mixtes doivent être conçus avec la même distribution des contraintes (plastique ou élastique) que l'on retrouve dans la section d'acier avant l'action mixte et lorsque la section mixte est efficace.

Des boulons à haute résistance ASTM A325 doivent être spécifiés. Des boulons, écrous et rondelles de type 1 galvanisés doivent être spécifiés lorsque l'acier des éléments principaux est de type AT, et l'acier des contreventements, des diaphragmes et des poutres de levage est de type W, galvanisé ou métallisé. Des boulons, des écrous et des rondelles de type 3 doivent être spécifiés pour les joints de chantier lorsque l'acier des éléments principaux est de type AT et que cet acier n'a pas reçu l'application d'un procédé de protection anticorrosion.

Étant donné que les boulons sont fabriqués en dimensions impériales, les calculs doivent tenir compte des dimensions de ces boulons et les plans doivent mentionner les boulons en unités impériales (ex. : boulons $\phi \frac{3}{4}$ "). Le diamètre des trous est par contre spécifié en unités métriques, mais de façon à s'assurer de la conformité aux spécifications de la norme CAN/CSA-S6. Pour les boulons les plus courants, le diamètre des trous réguliers est comme suit :

- un boulon de $\frac{3}{4}$ po dans un trou de 21 mm ($\frac{13}{16}$ po) de diamètre;
- un boulon de $\frac{7}{8}$ po dans un trou de 24 mm ($\frac{15}{16}$ po) de diamètre;
- un boulon de 1 po dans un trou de 27 mm ($1 \frac{1}{16}$ po) de diamètre.

Tous les assemblages boulonnés des membrures principales doivent être conçus comme des assemblages antiglisement, conformément à l'article 10.18.2.3.2 « Résistance au glissement aux états limites d'utilisation » de la norme CAN/CSA-S6, en considérant que les boulons sont serrés par la méthode de rotation de l'écrou. Dans tous les cas, les surfaces de contact des pièces boulonnées doivent être de catégorie A, incluant les pièces métallisées, puisque les surfaces de contact des pièces devant être assemblées ne doivent pas être métallisées.

Dans le cas des surfaces d'acier métallisées ou peinturées, la distance minimale entre le centre d'un trou de boulon et toute rive d'une pièce devant être assemblée par boulonnage doit être d'au moins 45 mm pour les boulons dont le diamètre est inférieur ou égal à 1 po. Ces valeurs minimales sont requises puisque les surfaces de contact des pièces ne doivent pas être peinturées ou métallisées sauf sur une distance de 5 mm sur le pourtour d'une des pièces à assembler. De plus, il est nécessaire d'avoir une surface d'acier minimale sans revêtement auprès du boulon afin de développer la friction qui est requise dans un assemblage antiglisement.

Les trous des plaques goussets des contreventements transversaux intermédiaires ainsi que les trous dans les diaphragmes intermédiaires doivent être surdimensionnés selon les exigences de l'article 10.18.4.2 « Dimensions des trous » de la norme CAN/CSA-S6.

10.2.2 Goujons de cisaillement

Les goujons doivent être conformes à la norme CAN/CSA-S6.

Dans le cas de travées continues, les goujons doivent être prévus dans les zones de moment négatif et leur espacement ne doit pas être supérieur à 600 mm, même si l'action mixte n'est pas considérée dans ces zones. Si l'analyse considère que la section d'acier n'est pas mixte dans les zones de moment négatif, il faut prévoir l'ajout de goujons additionnels dans les zones de point d'inflexion, selon l'article 10.17.2.7 « Résistance à la fatigue des goujons » de la norme CAN/CSA-S6. Si l'analyse considère que la section d'acier est mixte (poutre et armature de la dalle) dans les zones de moment négatif, l'espacement des goujons doit être réduit au besoin afin de se conformer aux exigences de la même norme.

Des goujons reliant la dalle du tablier aux diaphragmes (figure 10.5-1) ou aux contreventements en K (figure 10. 5-2) sont requis aux unités de fondation qui doivent assurer un support latéral au tablier. La disposition des goujons doit tenir compte des phases de construction du tablier.

10.3 CAMBRURE ET FLÈCHE

De façon générale, il faut prévoir une cambrure sous charge morte pour les sections soudées (WWF, WRF) et les poutres assemblées lorsque la déformation due à la charge permanente calculée dépasse 15 mm ou lorsque les poutres ont une portée supérieure à 25 m.

La cambrure doit compenser le fléchissement dû à la charge permanente. Cette cambrure doit être indiquée aux plans, ainsi que celle relative au poids propre de la charpente métallique.

Dans le cas des poutres mixtes, on doit tenir compte des effets du fluage et du retrait du béton.

Pour les ponts dont une des portées dépasse 45 m, le concepteur peut prévoir un gousset (surépaisseur de béton vis-à-vis des poutres) dont l'épaisseur indiquée aux plans est fonction de la précision des calculs de la cambrure. Le but de spécifier une épaisseur de gousset aux plans est d'éviter le rehaussement du profil final du tablier dans le cas d'une cambrure résiduelle à la suite de l'application des charges permanentes totales. L'épaisseur du gousset est ajustée lors de l'installation des coffrages de la dalle de façon à obtenir le profil requis.

Pour les charges appliquées après le développement de l'action mixte, la section d'acier seule ou mixte (poutre et armature de la dalle), sans la dalle de béton, doit être considérée dans le calcul des propriétés de la section aux zones de moment négatif.

La flèche totale due à la surcharge routière est la somme des valeurs absolues des flèches positives et négatives.

10.4 CONCEPTION

Cette section fournit des informations complémentaires au chapitre 10 « Ouvrages en acier » de la norme CAN/CSA-S6. Les symboles sont définis dans celui-ci, à l'exception de ceux identifiés dans le texte.

10.4.1 Analyse des poutres mixtes

Les informations qui suivent s'appliquent à l'analyse et au dimensionnement des poutres d'acier mixtes au cours de la mise en place du béton de la dalle.

- Les poutres d'acier doivent être conçues en considérant une mise en place du béton de la dalle sans étalement.
- La section d'acier seule doit être considérée pour les charges appliquées avant l'action mixte. En phase de construction, la résistance en flexion de la poutre doit être déterminée par une analyse élastique pour toutes les classes de section.

- Pour l'analyse des efforts, les propriétés de la section mixte aux zones de moment positif et les propriétés de la section d'acier seule ou mixte (poutre et armature de la dalle) aux zones de moment négatif doivent être considérées pour les charges appliquées après l'action mixte.
- Dans le calcul des propriétés d'une section mixte homogénéisée, il faut négliger le béton en traction lorsque l'axe neutre est localisé dans la dalle.
- Les propriétés de la section homogénéisée doivent se calculer avec un coefficient d'équivalence $n = E_s/E_c$ pour l'analyse des surcharges routières, du gradient thermique, de la flèche due à la surcharge routière incluant le calcul de la première fréquence de vibration et de la flèche due au retrait du béton de la dalle.
- Les propriétés de la section homogénéisée doivent se calculer avec un coefficient d'équivalence $3n$ pour l'analyse des charges permanentes surimposées.
- Dans le cas des poutres continues sur plusieurs travées, les points d'inflexion qui délimitent les zones de moment positif et de moment négatif sont calculés aux états limites d'utilisation en additionnant les efforts dus aux charges permanentes agissant sur la section non mixte et des charges permanentes surimposées agissant sur la section mixte homogénéisée pour les zones de moment positif et sur la section d'acier seule ou mixte (poutre et armature de la dalle) aux zones de moment négatif (voir la figure 10.4-1).
- Le calcul de la résistance d'une section mixte aux ÉLUL, des contraintes à l'ÉLF (fatigue) et à l'ÉLUT n°1 dans les zones de moment positif ainsi délimitées considère la section mixte pour un moment positif des courbes enveloppes maximale et minimale et la section d'acier seule pour un moment négatif de la courbe enveloppe minimale (voir la figure 10.4-2).
- Le calcul de la résistance d'une section aux ÉLUL, des contraintes à l'ÉLF (fatigue) et à l'ÉLUT n°1 dans les zones de moment négatif ainsi délimitées, considère la section d'acier seule si la section n'est pas mixte ou la section d'acier combinée à l'armature longitudinale de la dalle pour une section mixte (voir la figure 10.4-3).
- Pour le calcul de la flèche et des contraintes dues au retrait, la valeur à considérer du raccourcissement unitaire causé par le retrait gêné du béton, est de 250×10^{-6} .
- L'effet du gradient thermique et celui du retrait doivent être considérés dans les zones de moment négatif même si la section d'acier n'est pas mixte, en raison de la présence d'un nombre minimal de goudons.
- Les contraintes dues au gradient thermique et au retrait doivent également être ajoutées aux équations des articles 10.11.4 « Limitation des flèches permanentes » et 10.11.6.3.1.2 « Sections mixtes » de la norme CAN/CSA-S6.

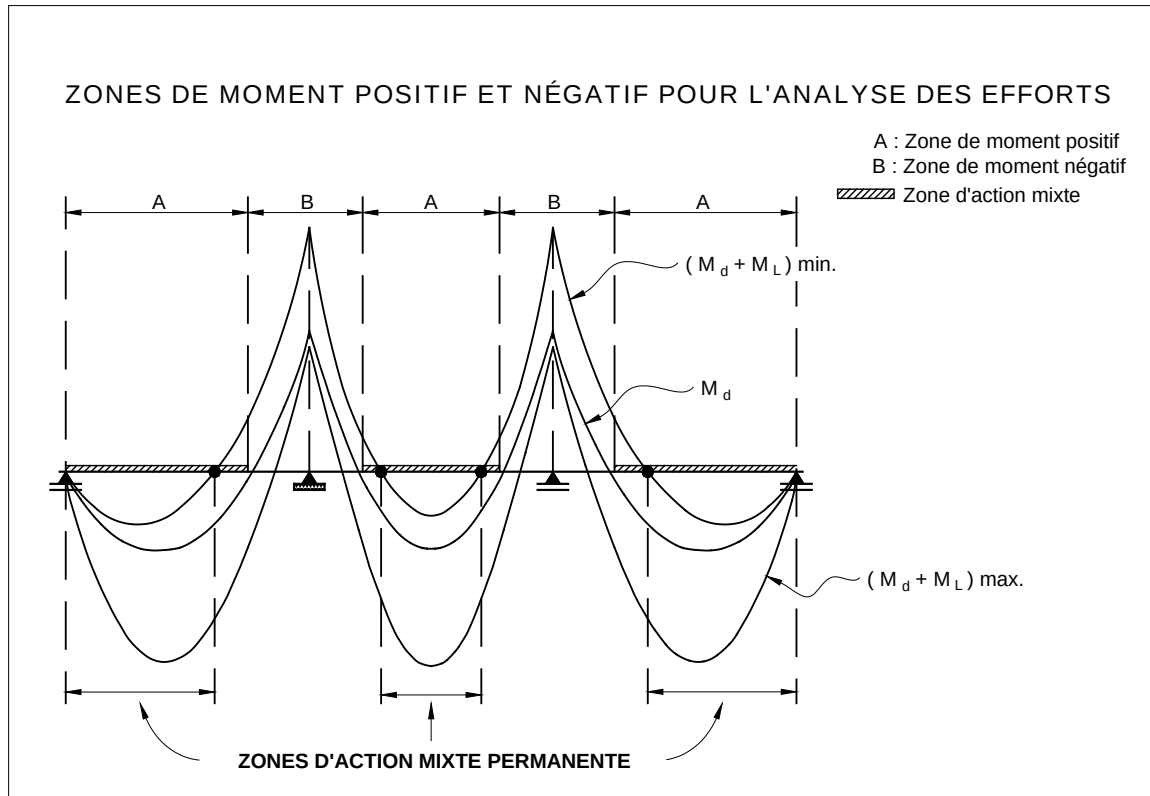


Figure 10.4-1 Zones de moment positif et de moment négatif

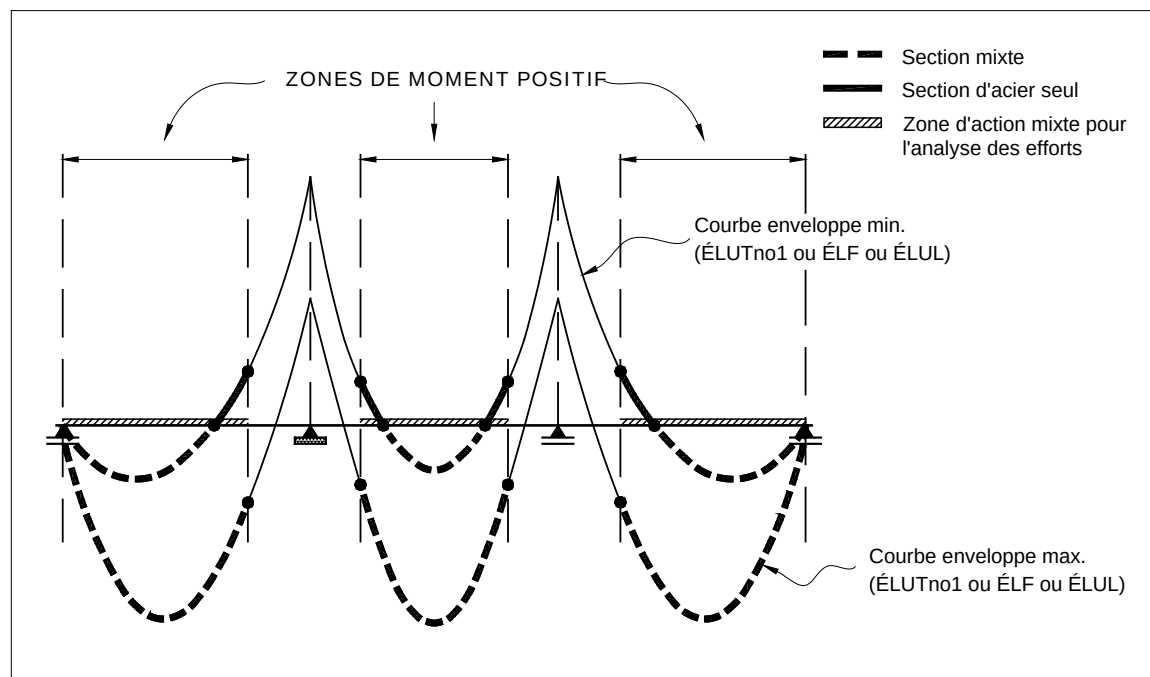


Figure 10.4-2 Choix des sections dans les zones de moment positif

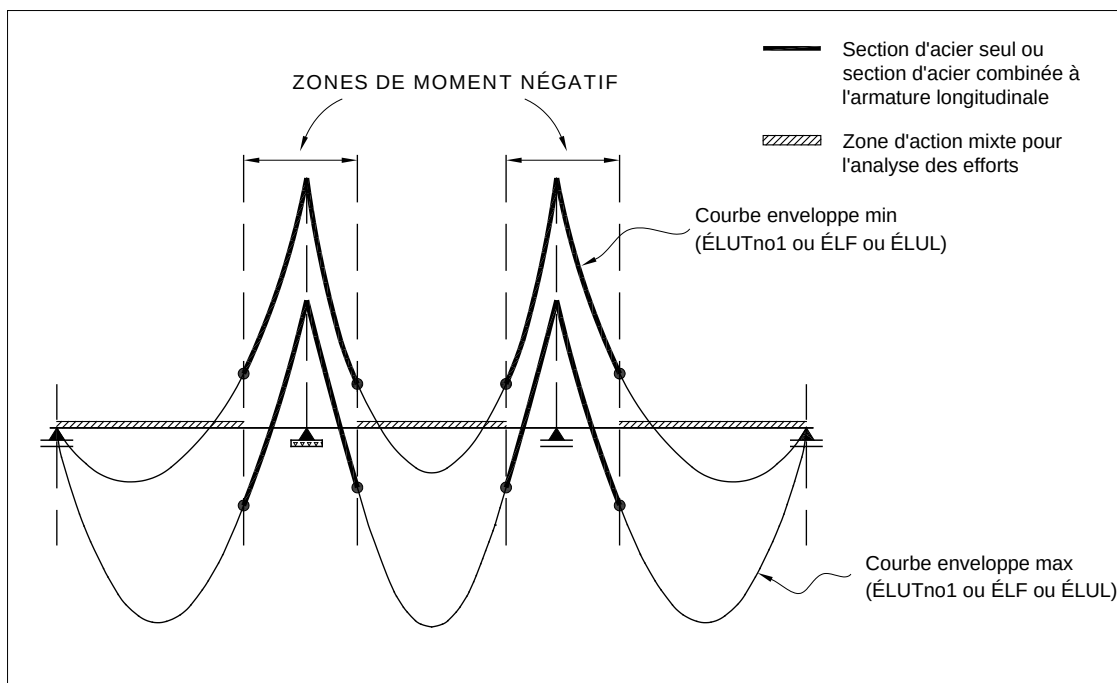


Figure 10.4-3 Choix des sections dans les zones de moment négatif

10.4.2 Autres exigences

En ce qui concerne les exigences de résilience, la température minimale de service T_s doit correspondre à la température minimale moyenne quotidienne indiquée à la figure A3.1.2 « Température quotidienne moyenne minimale » de la norme CAN/CSA-S6.

À partir de la température minimale de service T_s , le concepteur doit préciser au devis spécial les températures d'essai T_t de résilience Charpy requises pour l'acier des membrures et le métal d'apport, ainsi que le type de membrures à considérer :

- membrures à résistance critique à la rupture (MRCR);
- membrures principales tendues (MPT).

Les températures d'essai T_t à considérer doivent être inférieures ou égales à -20 °C pour l'acier de nuance 300 WT, 350 WT et 350 AT. La température d'essai T_t pour l'acier des membrures ainsi que le type de membrures (MRCR ou MPT) doivent également être indiqués aux notes générales du feuillet « Charpente métallique » des plans.

Les membrures des contreventements et des diaphragmes d'un pont courbe dans le plan doivent être calculées comme des éléments principaux structuraux (article 10.13.5 « Diaphragmes, traverses et contreventements latéraux » de la

norme CAN/CSA-S6). Par conséquent, la nuance de l'acier de ces éléments structuraux doit rencontrer, selon le cas, les mêmes exigences de résilience que pour les membrures à résistance critique à la rupture et les membrures principales tendues.

Dans le cas des ponts en biais et des ponts courbes, la rotation des poutres sous leur poids propre et sous l'ajout des charges permanentes doit être considérée dans la conception des contreventements, des diaphragmes et des raidisseurs.

Les raidisseurs transversaux sur lesquels sont attachés des diaphragmes, des contreventements ou des entretoises doivent être fixés par soudure aux deux semelles des poutres. Tous les autres raidisseurs transversaux doivent être soudés uniquement à la semelle en compression. Dans les zones de renversement d'effort, les raidisseurs transversaux doivent être soudés aux deux semelles des poutres.

L'espacement des contreventements transversaux ou des diaphragmes intermédiaires ne doit pas être supérieur à 8 m.

Les membrures qui composent les panneaux de contreventement transversal intermédiaire, lesquels sont boulonnés aux raidisseurs transversaux des poutres principales, doivent être assemblées à l'usine.

Lorsque les surfaces d'acier des membrures des panneaux de contreventement sont peinturées ou galvanisées, les assemblages soudés des membrures aux goussets des panneaux doivent être étanches.

Le positionnement, en élévation, des contreventements horizontaux supérieurs doit être fait de façon à faciliter le coffrage de la dalle de béton. À cet effet, il est requis de positionner le dessus des éléments structuraux des contreventements (plaques d'assemblage et membrures) à une distance minimale de 300 mm par rapport au-dessus de la semelle supérieure. Cette distance minimale doit également satisfaire les exigences de l'article 10.17.3.2.2 « Fixation aux éléments latéraux » de la norme CAN/CSA-S6.

Généralement, la catégorie de détails « C » pour l'étude de la résistance à la fatigue d'un assemblage soudé bout à bout dans une semelle et dans l'âme d'une poutre principale doit être considérée. Pour des cas particuliers, la catégorie de détails « B » peut être considérée et le devis spécial doit mentionner qu'un meulage de la soudure est requis dans la direction de la contrainte appliquée.

L'épaisseur de l'âme d'une section de poutre assemblée doit être constante sur toute la longueur de la section. Le changement de l'épaisseur de l'âme doit se faire aux joints de chantier. Cependant, la différence d'épaisseur de la plaque d'âme doit être d'au moins 6 mm, de manière à avoir des fourrures d'au moins 3 mm d'épaisseur.

10.5 CONTREVENTEMENTS ET DIAPHRAGMES AUX APPUIS

Les charges latérales provenant du tablier doivent être transférées aux unités de fondation par un contreventement en « K » ou par un diaphragme pleine hauteur dépendamment de la profondeur et de l'espacement des poutres, comme indiqué aux figures 10.5-1 et 10.5-2. Comme plusieurs paramètres peuvent influencer la géométrie de ces systèmes structuraux ainsi que les efforts impliqués, ces figures doivent être considérées comme des concepts à utiliser pour la préparation des plans.

L'utilisation du contreventement d'extrémité en « K » est préférable au diaphragme, puisque les éléments structuraux sont plus accessibles pour les travaux d'entretien et d'inspection. Il est recommandé d'utiliser le contreventement en « K » lorsque ce système est réalisable. Toutefois, il est important de noter que l'angle entre les diagonales et l'horizontale doit être supérieur à 30° afin de limiter la dimension des plaques d'assemblage.

Pour des ponts courants à travée simple, le choix du concept structural se fait à l'aide du tableau 10.5-1 en fonction de la hauteur de la poutre « h » et de leur espacement « S ».

Tableau 10.5-1 Diaphragme ou contreventement en K aux appuis

Hauteur totale de la poutre (h)	Espacement des poutres (S)			
	S ≤ 2700		S > 2700	
	Contreventement « K »	Diaphragme	Contreventement « K »	Diaphragme
H ≤ 1800		X		X
1800 < h ≤ 2100	X			X
H > 2100	X		X	

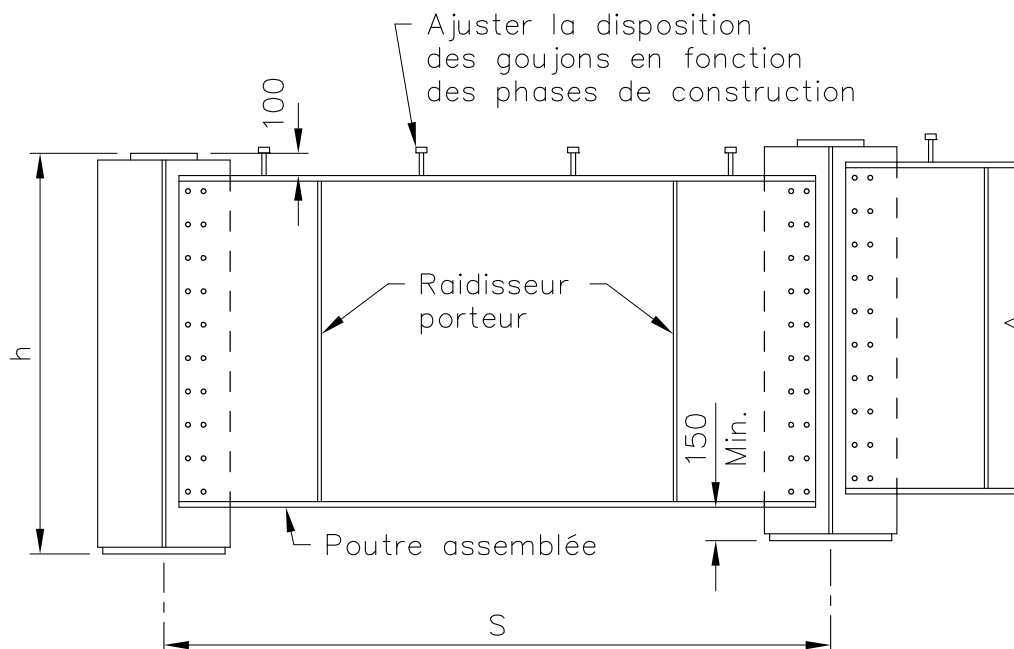


Figure 10.5-1 Diaphragme aux appuis

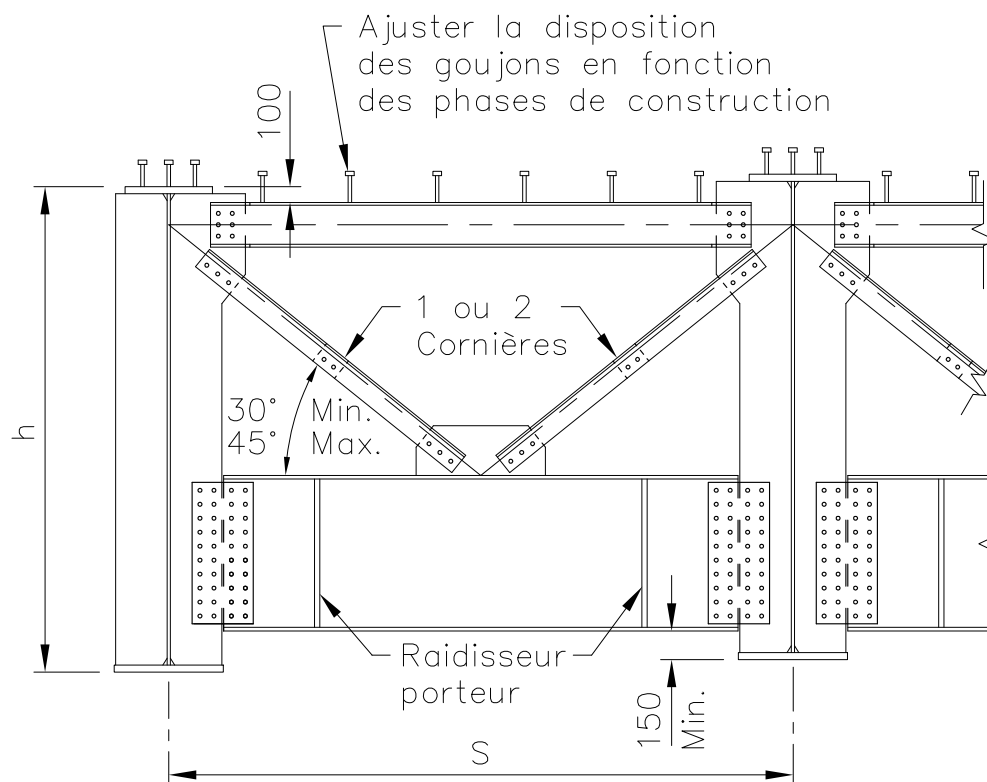


Figure 10.5-2 Contreventement en K aux appuis

10.6 SYSTÈME D'ANCRAGE DES POUTRES PRINCIPALES

Les figures 10.6-1 et 10.6-2 montrent les concepts recommandés des ancrages des poutres principales aux unités de fondation pour des ponts courants à travée simple.

La figure 10.6-3 montre le concept recommandé des ancrages d'une poutre principale à un appareil d'appui mobile en élastomère fretté avec éléments glissants remplaçables.

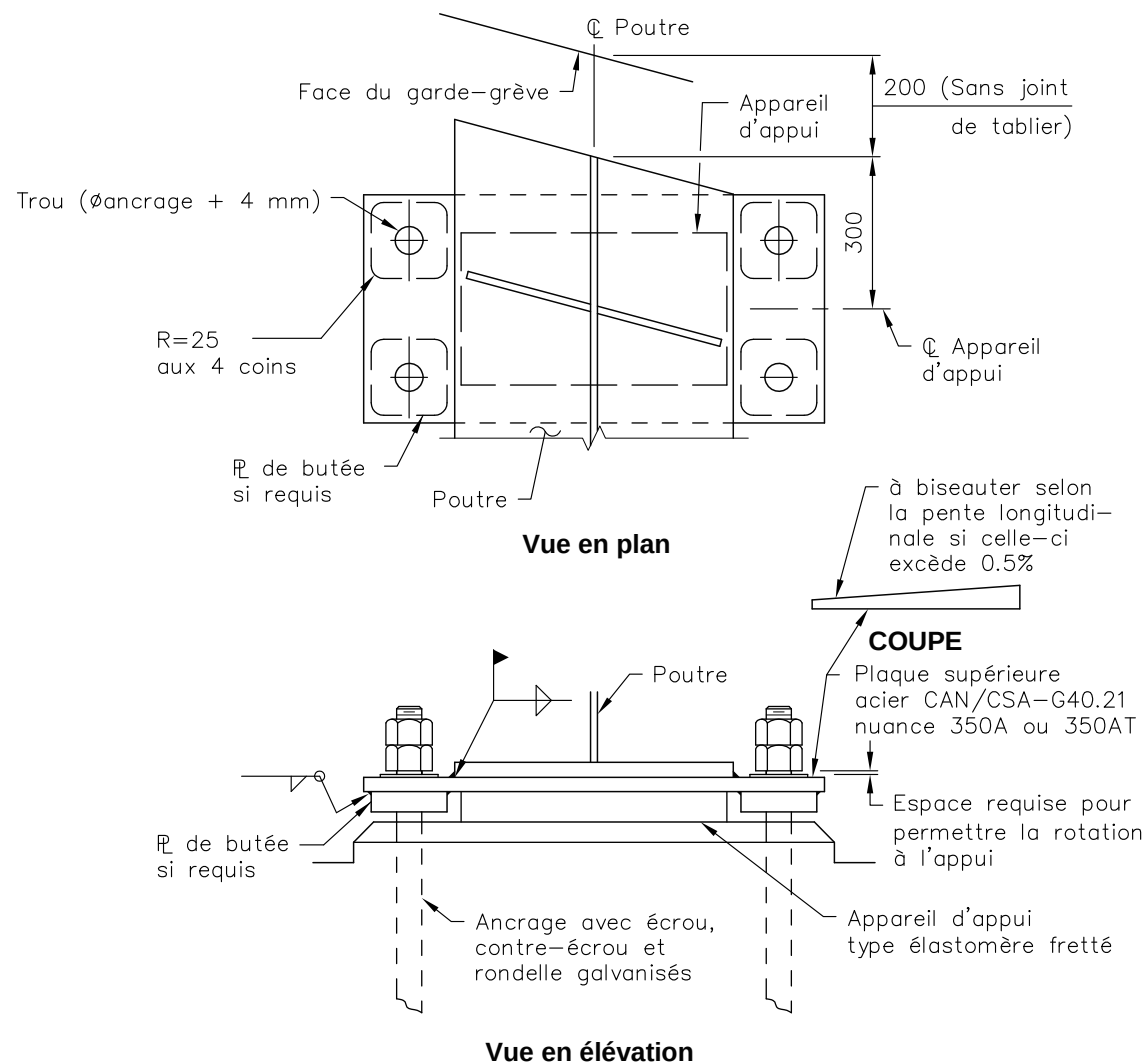


Figure 10.6-1 Système de retenue à quatre ancrages (appui fixe) avec appareil d'appui en élastomère fretté

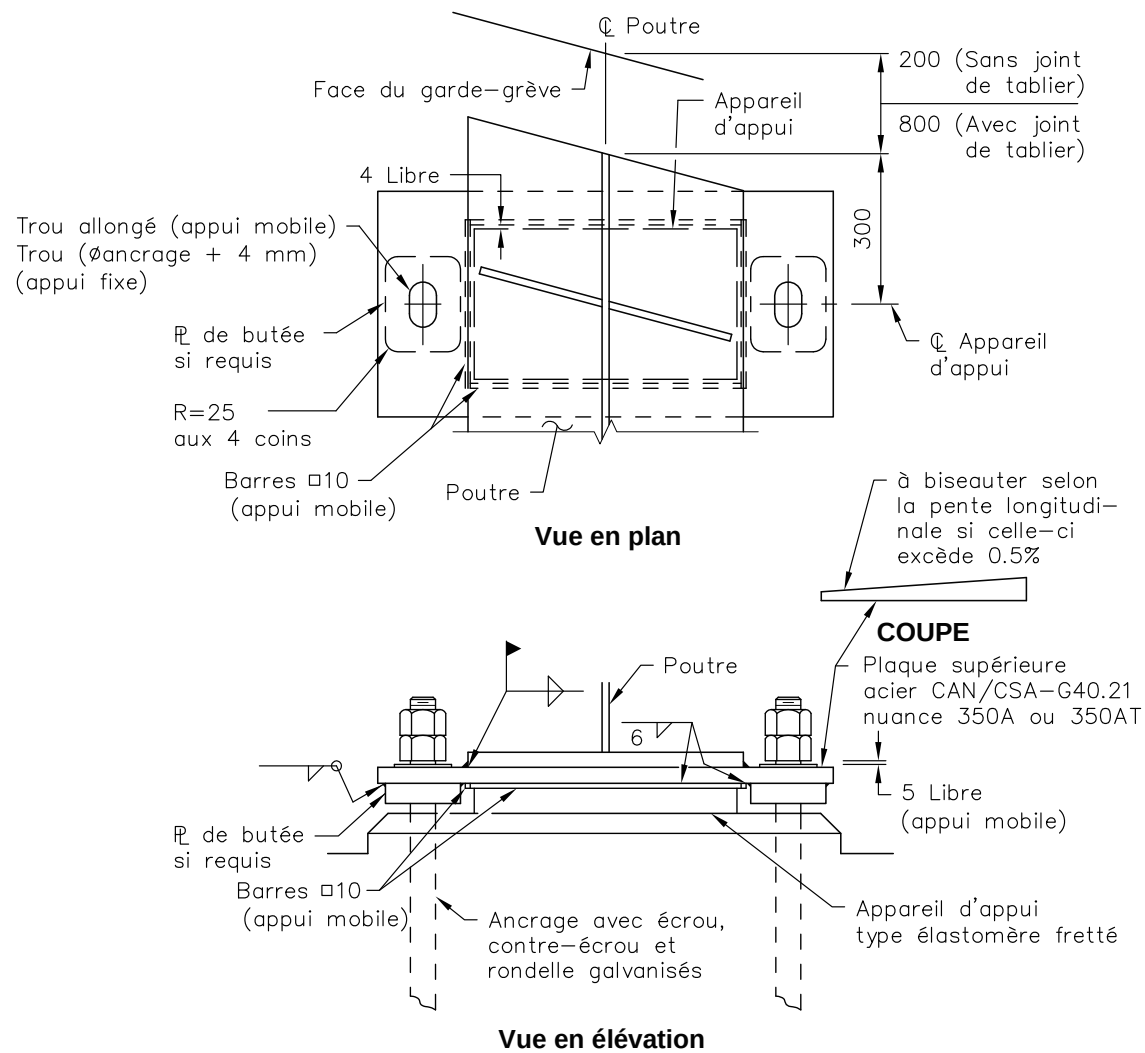


Figure 10.6-2 Système de retenue à deux ancrages (appui mobile ou fixe) avec appareil d'appui en élastomère fretté

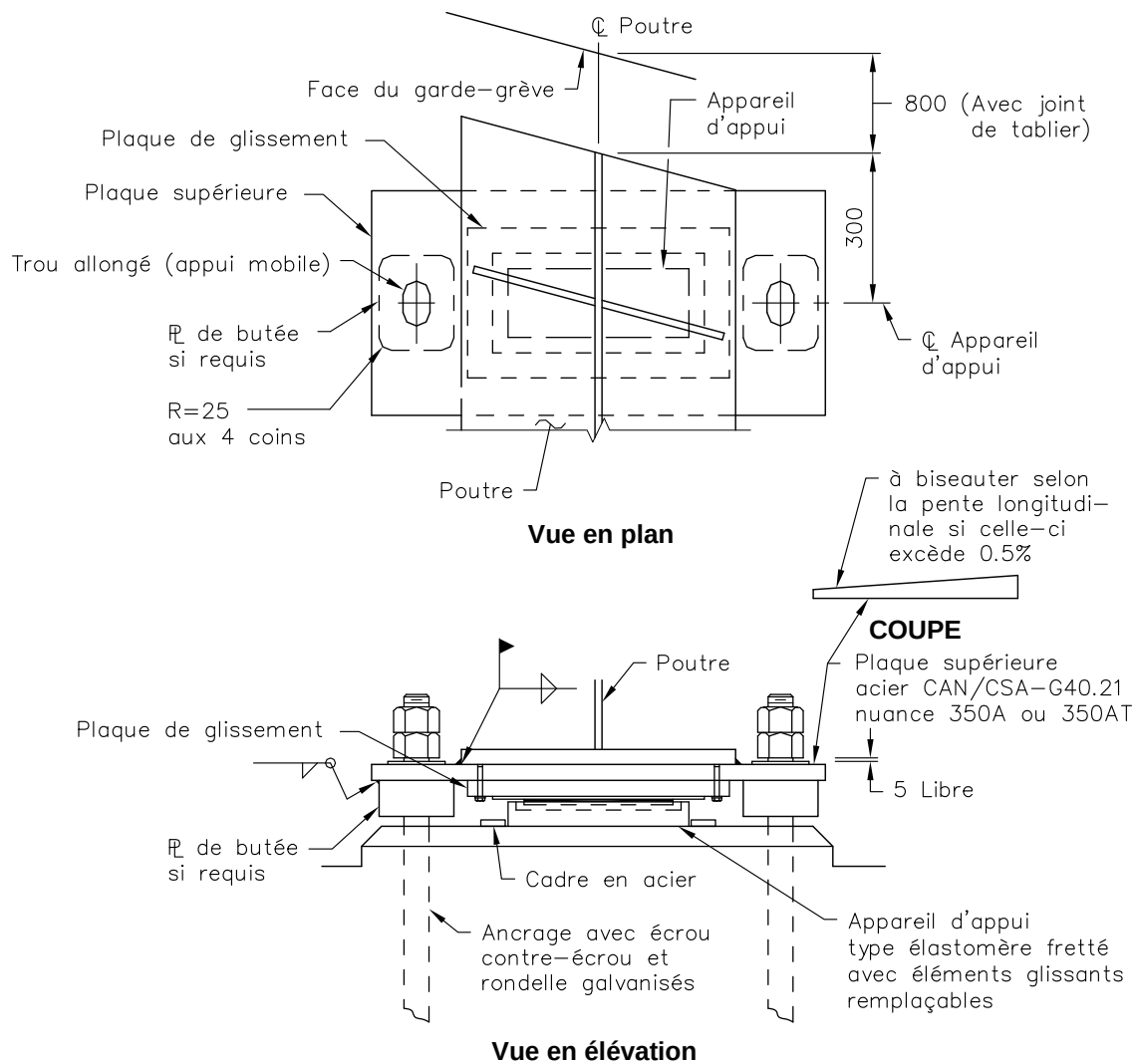


Figure 10.6-3 Système de retenue à deux ancrages (appui mobile) avec appareil d'appui en élastomère fretté avec éléments glissants remplaçables

10.7 REVÊTEMENT DE PROTECTION

L'option de la galvanisation est à exclure pour les profilés assemblés en raison des risques de déformation de l'acier.

CHAPITRE 11

JOINTS ET APPAREILS D'APPUI

TABLE DES MATIÈRES

11.1	MOUVEMENTS DU TABLIER	11-1
11.1.1	Symboles	11-1
11.1.2	Formules générales	11-2
11.1.3	Température	11-2
11.1.4	Déplacement du point d'appui fixe	11-2
11.1.5	Rotation	11-3
11.1.6	Retrait	11-3
11.1.7	Précontrainte	11-3
11.1.8	Fluage	11-4
11.1.9	Exemples	11-4
11.2	APPAREILS D'APPUI	11-11
11.2.1	Généralités	11-11
11.2.2	Appareils d'appui en élastomère fretté	11-13
11.2.3	Appareils d'appui en élastomère fretté avec éléments glissants	11-15
11.2.4	Appareils d'appui à élastomère confiné	11-16
11.2.5	Appareils d'appui avec articulation sphérique	11-18
11.2.6	Assises des appareils d'appui	11-19
11.3	JOINTS DE TABLIER	11-27
11.3.1	Généralités	11-27
11.3.2	Joint longitudinal	11-41
11.3.3	Caractéristiques générales des joints de tablier	11-41
11.3.4	Calcul d'un joint à garniture en élastomère	11-42

FIGURES

Figure 11.1-1	Déplacement du point d'appui fixe	11-7
Figure 11.1-2	Exemple 1	11-7
Figure 11.1-3	Exemple 2	11-10
Figure 11.1-4	Coupe transversale du tablier	11-10
Figure 11.2-1	Appareil d'appui en élastomère fretté	11-20
Figure 11.2-2	Appareil d'appui en élastomère fretté avec éléments glissants remplaçables	11-21
Figure 11.2-3	Appareil d'appui à élastomère confiné remplaçable	11-22
Figure 11.2-4	Appareil d'appui avec articulation sphérique remplaçable	11-23
Figure 11.2-5	Blocs d'assise d'un appareil d'appui (extrémité de la dalle sans joint de tablier)	11-24
Figure 11.2-6	Bloc d'assise d'un appareil d'appui (extrémité de la dalle avec joint de tablier)	11-25
Figure 11.2-7	Bloc d'assise d'un appareil d'appui (à une pile)	11-26
Figure 11.3-1	Composantes de la déformation d'un joint	11-28
Figure 11.3-2	Joint dalle sur culée (détail intérieur)	11-29
Figure 11.3-3	Joint dalle sur culée (détail extérieur)	11-30
Figure 11.3-4	Détails de l'extrémité de la dalle	11-31
Figure 11.3-5	Culée-galerie avec joint de tablier (dimensions)	11-32
Figure 11.3-6	Culée-galerie avec joint de tablier (armature)	11-33
Figure 11.3-7	Culée-galerie (armature – suite 1)	11-34
Figure 11.3-8	Culée-galerie (armature – suite 2)	11-35
Figure 11.3-9	Détail de l'extrémité de la dalle avec joint de tablier	11-36
Figure 11.3-10	Joint de tablier à une garniture à une culée	11-37
Figure 11.3-11	Joint de tablier à deux garnitures en élastomère à une culée	11-38
Figure 11.3-12	Joint de tablier à une garniture et dalot à une pile	11-39
Figure 11.3-13	Profil de la garniture en élastomère	11-40
Figure 11.3-14	Joint longitudinal	11-41

TABLEAUX

Tableau 11.2-1	Choix des appareils d'appui	11-13
Tableau 11.3-1	Ouverture et mouvement perpendiculaire	11-41
Tableau 11.3-2	Ouverture du joint	11-43
Tableau 11.3-3	Ouverture du joint	11-45

Le texte des normes suivantes contient des exigences particulières ou des renseignements supplémentaires relatifs aux sujets traités dans le présent chapitre.

Tome III – Ouvrages d'art des normes du Ministère
 Chapitre 2 Conception des ouvrages d'art
 Section 2.11 Joints et appareils d'appui

11.1 MOUVEMENTS DU TABLIER

Les mouvements considérés sont énumérés ci-après et ne doivent pas être pondérés sauf indication contraire.

11.1.1 Symboles

δ	Variation de longueur du tablier, en mm
A	Allongement, en mm
R	Raccourcissement, en mm
A_{te}	Allongement dû à la température, en mm
R_{te}	Raccourcissement dû à la température, en mm
D_f	Déplacement du point d'appui fixe sous l'action des forces de freinage, en mm
D_r	Déformation due à la rotation, en mm
D_s	Déformation due au retrait du béton du tablier, en mm
D_p	Déformation due à la précontrainte du tablier, en mm
D_c	Déformation due au fluage du béton du tablier, en mm
L	Longueur du tablier soumise à la variation à partir d'un point fixe, en mm
V_{te}	Variation de température à partir de la température prévue lors de la construction
α	Coefficient de dilatation thermique : Tablier en béton $10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ Tablier à poutre d'acier et dalle de béton $11 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$
E_c	Module d'élasticité du béton, $E_c = (3\,000 \sqrt{f'_c} + 6\,900) (\delta_c/2300)^{1,5}$, en MPa
f'_c	Résistance spécifiée pour la compression du béton, en MPa
δ_c	Densité du béton, en kg/m^3
ϵ	Déformation dans le béton due au retrait, $\epsilon = 0,0002$

11.1.2 Formules générales

$$\delta = A + R$$

$$A = A_{te} + D_f + D_r$$

$$R = R_{te} + D_f + D_r + D_s + D_p + D_c$$

11.1.3 Température

L'allongement et le raccourcissement dus aux écarts de température, en supposant une température de 15 °C lors de la construction, doivent être calculés à partir des valeurs suivantes :

De -25 °C à + 30 °C pour le béton ($V_{te+} = 15$ et $V_{te-} = 40$)

De -30 °C à + 40 °C pour l'acier ($V_{te+} = 25$ et $V_{te-} = 45$)

$$A_{te} = \alpha L V_{te+}$$

$$R_{te} = \alpha L V_{te-}$$

Cependant, pour les ouvrages situés au nord du 50^e parallèle, l'écart de température à considérer doit être déterminé conformément à l'article 3.9.4 de la norme CAN/CSA-S6 « Code canadien sur le calcul des ponts routiers ».

11.1.4 Déplacement du point d'appui fixe

Dans le cas d'une pile encastrée au bas et rotulée au haut, le déplacement au sommet (voir la figure 11.1-1) est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$D_f = \frac{G \alpha_L h^3}{3 E_c I}$$

où :

G : Force de freinage sur une pile, en N

α_L : Coefficient de pondération de 0,9

h : Hauteur libre de la pile, en mm

I : Inertie de la pile suivant un axe perpendiculaire à la force, en mm⁴

Ce déplacement est généralement limité à 10 mm ou à $\frac{h}{1000}$, selon la plus grande des deux valeurs; s'il devient supérieur, la rigidité de la pile doit être augmentée ou le tablier doit être fixé sur plus d'une pile.

11.1.5 Rotation

$D_r = \theta y_s$ (pour le calcul du joint de tablier)
 θy_i (pour le calcul de l'appareil d'appui)

où :

θ : Rotation du tablier sur l'appareil d'appui due à la surcharge routière à l'ÉLUT n° 1, en mm/mm

y_s : Distance entre le centre de gravité de la section du tablier et le dessus du joint, en mm

y_i : Distance entre le centre de gravité de la section du tablier et le dessous de la poutre, en mm

Dans le cas d'une rotation importante d'une poutre profonde sous les charges permanentes, l'appareil d'appui subit une déformation longitudinale considérable qui doit être considérée dans le calcul de D_r .

Dans le cas d'un pont à travée simple comportant un appui fixe et un appui mobile, la déformation attribuable à la rotation doit être multipliée par 2 pour le calcul de l'appareil d'appui mobile. Cela est requis, car la déformation attribuable à la rotation est empêchée à l'appareil d'appui fixe et celle-ci est alors reportée à l'appareil d'appui mobile.

11.1.6 Retrait

Pour les ponts à poutres et dalle en béton, les effets du retrait sont calculés comme suit :

$$D_s = \epsilon L$$

où :

$$\epsilon = 0,0002$$

Dans le cas des ponts à dalle de béton sur poutres préfabriquées en acier, ce calcul est négligé.

Cependant, en ce qui concerne les poutres préfabriquées en acier ou en béton, les mouvements de rotation dus au retrait, obtenus par une méthode d'analyse raffinée, doivent être considérés dans le calcul de D_s , si le concepteur juge que ces mouvements sont importants.

11.1.7 Précontrainte

$$D_p = \frac{P L}{A E_c}$$

où :

P : Force totale de précontrainte au transfert, en N

A : Aire de la poutre et de la dalle, en mm^2

Cette déformation s'applique aux appareils d'appui d'un pont en béton précontraint coulé en place.

11.1.8 Fluage

$$D_c = 1,6 D_p$$

Cette formule est expliquée dans la brochure « *Design of Continuous Highway Bridges with Precast, Prestressed Concrete Girders* » publiée par l'Association de ciment Portland. Elle s'applique à une poutre mise en place 28 jours après l'application de la précontrainte. On applique aussi cette formule pour les ponts en béton précontraint coulés en place.

11.1.9 Exemples

Les deux exemples de calcul de mouvements du tablier suivants appliquent ces formules : l'exemple 1, pour un pont à poutres précontraintes préfabriquées et l'exemple 2, pour un pont en béton précontraint coulé en place. Les deux ponts sont situés au sud du 50^e parallèle et la conception est réalisée selon une température d'installation de 15 °C pour les joints et les appareils d'appui.

11.1.9.1 Exemple 1

Le pont est constitué de poutres précontraintes préfabriquées NEBT 1600 (voir la figure 11.1-2). Il est continu sur trois travées, reposant sur deux piles dont l'inertie est de $528\,000 \times 10^6 \text{ mm}^4$, de même hauteur et de même rigidité. On assume, pour fin de calcul, que le centre du pont est un point où le déplacement est nul et que la rotation du tablier sur les appareils d'appui aux culées due à la surcharge routière à l'ÉLUT n° 1 est de 1 mm/200 mm (0,005 radian). Le module d'élasticité du béton E_c est de 32 000 MPa.

Température

$$\begin{aligned} A_{te} &= \alpha L V_{te}^+ \\ &= 10 \times 10^{-6} \times (34 + 17) \times 1\,000 \times 15 \end{aligned}$$

$$A_{te} = 7,65 \text{ mm aux culées}$$

$$A_{te} = 2,55 \text{ mm aux piles}$$

$$\begin{aligned} R_{te} &= \alpha L V_{te}^- \\ &= 10 \times 10^{-6} \times (34 + 17) \times 1\,000 \times 40 \end{aligned}$$

$$R_{te} = 20,4 \text{ mm aux culées}$$

$$R_{te} = 6,8 \text{ mm aux piles}$$

Déplacement du point d'appui fixe

Le déplacement du point d'appui fixe doit être calculé selon les exigences de l'article 3.8.6 « Force de freinage » de la norme CAN/CSA-S6.

$$\begin{aligned} G &= 180 \text{ kN} + 0,1 \times 9 \text{ kN/m} \times L < 700 \text{ kN} \\ &= 180 \text{ kN} + 0,1 \times 9 \text{ kN/m} \times 102 \text{ m} = 272 \text{ kN} < 700 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$D_f = \frac{G \alpha_L h^3}{3 E_c I}$$

$$D_f (\text{par pile}) = \frac{1}{2} \times \frac{272\,000 \times 0,9 \times 10\,000^3}{3 \times 32\,000 \times 528\,000 \times 10^6} = 2,41 \text{ mm}$$

Rotation

$$\theta = \frac{1}{200} ; \text{à l'ÉLUT n}^\circ 1$$

$$y_s = 1\,600 \text{ mm} + 200 \text{ mm} - 1\,150 \text{ mm} = 650 \text{ mm}$$

$$y_i = 1\,150 \text{ mm}$$

$$D_r = \theta y_s$$

$$D_r = \frac{650 \text{ mm}}{200} = 3 \text{ mm (pour le joint)}$$

$$D_r = \theta y_i$$

$$D_r = \frac{1150 \text{ mm}}{200} = 6 \text{ mm (pour l'appareil d'appui)}$$

Retrait

$$D_s = \epsilon L$$

$$= 0,0002 \times (34 + 17) \times 1\,000$$

$$D_s = 10,2 \text{ mm aux culées}$$

$$D_s = 3,4 \text{ mm aux piles}$$

Précontrainte

$$D_p = \frac{P L}{A E_c}$$

$$\text{où } P = 38 \text{ torons de } 140 \text{ mm}^2$$

$$= 38 \times 140 \times (1\,860 \text{ MPa} \times 74 \%)$$

$$P = 7\,322\,448 \text{ N}$$

$$A = \text{aire poutre NEBT 1600} + \text{aire de la dalle}$$

$$= 589\,000 + 420\,000 = 1\,009\,000 \text{ mm}^2$$

$$D_p = \frac{7\,322\,448 \times (34 + 17) \times 1\,000}{1\,009\,000 \times 32\,000}$$

$$D_p = 11,6 \text{ mm aux culées}$$

$$D_p = 3,9 \text{ mm aux piles}$$

Dans le cas d'une poutre préfabriquée, cette déformation sert à calculer le fluage.

Fluage

$$D_c = 1,6 D_p \\ = 1,6 \times 11,6$$

$$D_c = 18,6 \text{ mm aux culées}$$

$$D_c = 6,2 \text{ mm aux piles}$$

Variations de longueur du tablier aux joints et aux appareils d'appui des culées

$$A = A_{te} + D_f \\ = 7,65 + 2,41 = 10,06 \text{ mm (joint)}$$

$$A = A_{te} + D_f + D_r \\ = 7,65 + 2,41 + 6 = 16,06 \text{ mm (appareil d'appui)}$$

$$R = R_{te} + D_f + D_r + D_s + D_c \\ = 20,4 + 2,41 + 3,0 + 10,2 + 18,6 = 54,61 \text{ mm (joint)} \\ = 20,4 + 2,41 + 0,0 + 10,2 + 18,6 = 51,61 \text{ mm (appareil d'appui)}$$

$$\delta = A + R \\ = 10,06 + 54,61 = 64,67 \text{ mm (joint)} \\ = 16,06 + 51,61 = 67,67 \text{ mm (appareil d'appui)}$$

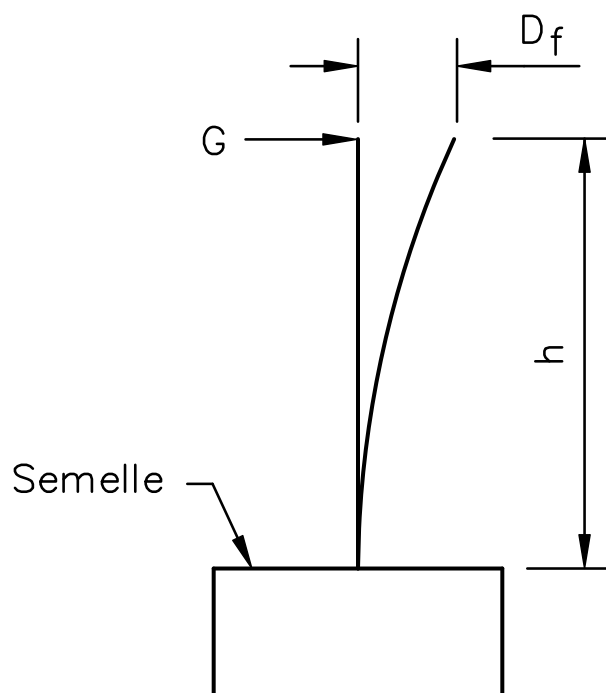


Figure 11.1-1 Déplacement du point d'appui fixe

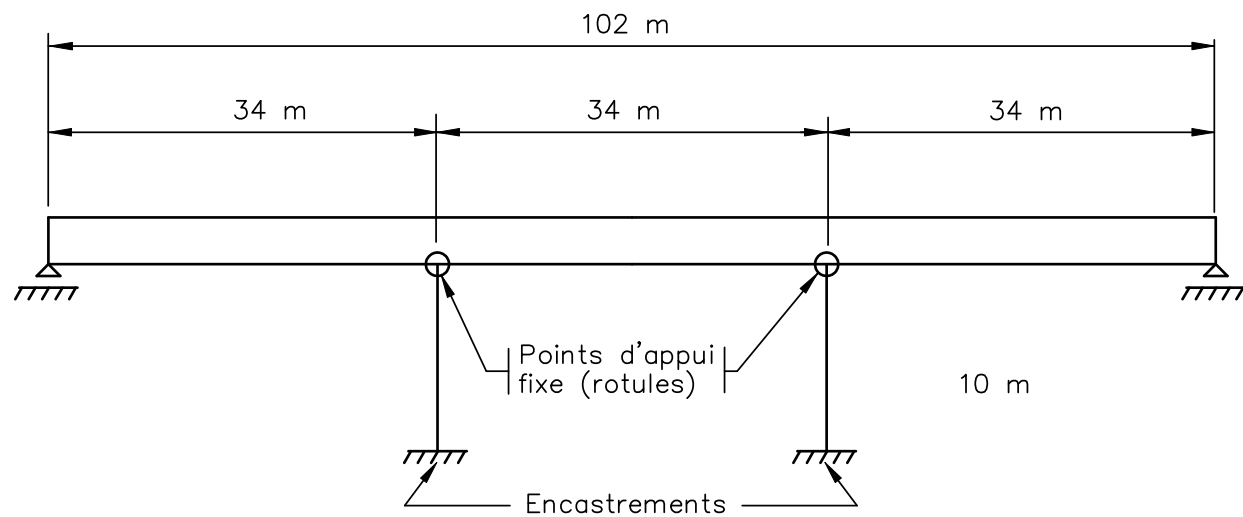


Figure 11.1-2 Exemple 1

11.1.9.2 Exemple 2

Le pont est en béton précontraint coulé en place (voir les figures 11.1-3 et 11.1-4). Il est continu sur deux travées et repose sur une pile centrale en béton de 5 000 mm de largeur et 700 mm d'épaisseur et dont l'inertie est de $143\,000 \times 10^6 \text{ mm}^4$. On assume, pour fin de calcul, que la rotation du tablier sur les appareils d'appui aux culées due à la surcharge routière à l'ÉLUT n° 1 est de 1 mm/200 mm (0,005 radian). Le module d'élasticité du béton E_c est de 32 000 MPa.

Température

$$\begin{aligned}A_{te} &= \alpha L V_{te}^+ \\&= 10 \times 10^{-6} \times 40\,000 \times 15 \\&= 6 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_{te} &= \alpha L V_{te}^- \\&= 10 \times 10^{-6} \times 40\,000 \times 40 \\&= 16 \text{ mm}\end{aligned}$$

Déplacement du point d'appui fixe

Le déplacement du point d'appui fixe doit être calculé selon les exigences de l'article 3.8.6 « Force de freinage » de la norme CAN/CSA-S6.

$$G : 180 \text{ kN} + 0,1 \times 9 \text{ kN/m} \times L < 700 \text{ kN}$$

$$G : 180 \text{ kN} + 0,1 \times 9 \text{ kN/m} \times 80 \text{ m} = 252 \text{ kN} < 700 \text{ kN}$$

$$D_f = \frac{G \alpha_L h^3}{3 E_c I}$$

$$D_f (\text{par pile}) = \frac{252\,000 \times 0,9 \times 6\,000^3}{3 \times 32\,000 \times 143\,000 \times 10^6} = 3,56 \text{ mm}$$

Rotation

$$\theta = \frac{1}{200} ; \text{ à l'ÉLUT n° 1}$$

$$y_s = 1\,500 \text{ mm} - 860 \text{ mm} = 640 \text{ mm}$$

$$y_i = 860 \text{ mm}$$

$$D_r = \theta y_s$$

$$D_r = \frac{640 \text{ mm}}{200} = 3,2 \text{ mm (pour le joint)}$$

$$D_r = \frac{860 \text{ mm}}{200} = 4,3 \text{ mm (pour l'appareil d'appui)}$$

Retrait

$$D_s = \epsilon L$$

$$D_s = 0,0002 \times 40\,000 = 8,0 \text{ mm}$$

Précontrainte

A = Aire du tablier (voir la figure 11.1-4)

$$A = 3\,600\,000 \text{ mm}^2$$

P = Force de précontrainte en transfert

$$P = 6 \times 19 \times 140 \text{ mm}^2 \times 1\,860 \text{ MPa} \times 70 \% = 20\,779\,920 \text{ N (6-19T15)}$$

$$\begin{aligned} D_p &= \frac{P L}{A E_c} \\ &= \frac{20\,779\,920 \times 40\,000}{3\,600\,000 \times 32\,000} = 7,2 \text{ mm} \end{aligned}$$

Fluage

$$D_c = 1,6 D_p$$

$$= 1,6 \times 7,2 = 11,5 \text{ mm}$$

Variations de longueur du tablier aux appareils d'appui des culées

$$A = A_{te} + D_f + D_r$$

$$= 6,0 + 3,56 + 4,3 = 13,86 \text{ mm}$$

$$R = R_{te} + D_f + D_s + D_p + D_c$$

$$= 16,0 + 3,56 + 8,0 + 7,2 + 11,5 = 46,26 \text{ mm}$$

$$\delta = A + R$$

$$= 13,86 + 46,26 = 60,12 \text{ mm}$$

Variations de longueur du tablier aux joints

$$A = A_{te} + D_f$$

$$= 6,0 + 3,56 = 9,56 \text{ mm}$$

$$R = R_{te} + D_f + D_r + D_s + D_c$$

$$= 16 + 3,56 + 3,2 + 8 + 11,5 = 42,26 \text{ mm}$$

$$\delta = A + R$$

$$= 9,56 + 42,26 = 51,82 \text{ mm}$$

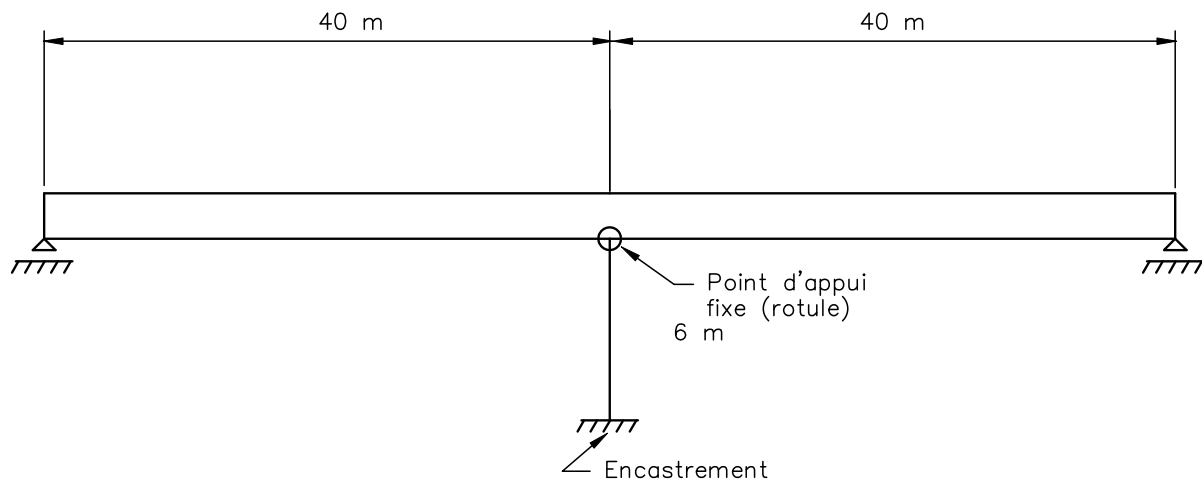


Figure 11.1-3 Exemple 2

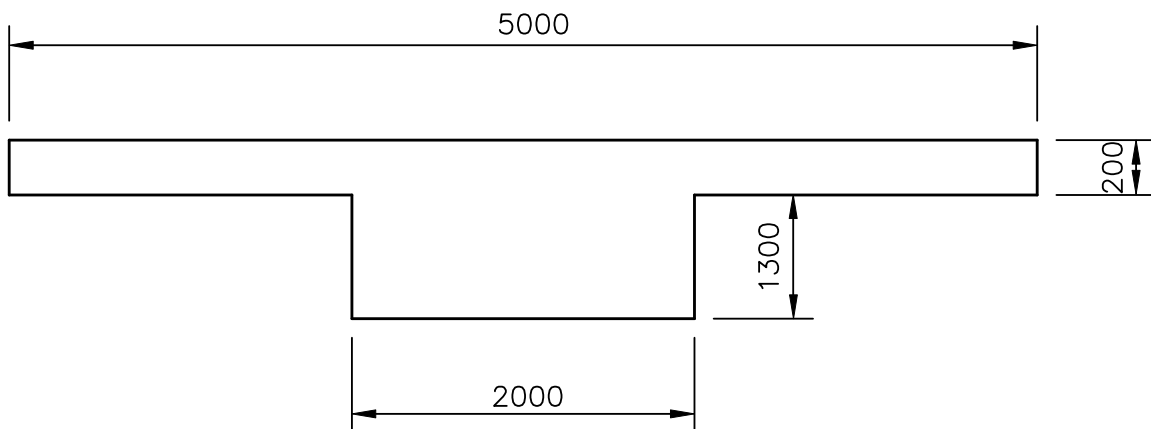


Figure 11.1-4 Coupe transversale du tablier

11.2 APPAREILS D'APPUI

11.2.1 Généralités

Pour les appareils en élastomère fretté avec ou sans éléments glissants ainsi que pour les appareils à élastomère confiné et à articulation sphérique, les plans doivent mentionner :

- 1) Les charges maximales et minimales suivantes correspondant aux combinaisons critiques à l'ÉLUT et l'ÉLUL :
 - charges verticales permanentes;
 - charges verticales totales, incluant le coefficient de majoration dynamique des surcharges routières;
 - charges horizontales : pour les charges horizontales qui ne sont pas considérées au tableau 3.1 « Coefficients de pondération des charges et combinaison des charges » de la norme CAN/CSA-S6, le coefficient de pondération à l'ÉLUT doit être égal à 1.
- 2) Les mouvements maximaux suivants, calculés selon la section 11.1 :
 - rotations;
 - translations.

Dans le cas de ponts en biais, la rotation transversale des poutres sous les charges permanentes à l'ÉLUT doit être évaluée et indiquée aux plans. La capacité en rotation des appareils d'appui devra être vérifiée pour toutes les étapes de construction. Les appareils d'appui devront être dimensionnés afin d'accommoder la rotation transversale anticipée, ou des plaques biseautées devront être ajoutées pour compenser ces rotations. Les mêmes tolérances de fabrication et d'installation, prévues pour les capacités de rotation longitudinales, devront être ajoutées aux rotations anticipées. Dans le cas des rotations transversales, aucun minimum n'est prévu. Le concepteur pourra envisager la possibilité d'opter pour des appareils d'appui (élastomères frettés ou confinés) circulaires afin d'offrir une capacité de rotation dans toutes les directions.

Le concepteur doit tenir compte de la rigidité des appareils d'appui dans les directions entravées lors de ces analyses, particulièrement pour les ponts avec biais ou les ponts courbes, puisque des efforts très importants peuvent se développer sous les charges gravitaires. Une analyse raffinée peut être requise pour la conception des appareils d'appui, même si la norme permet l'utilisation de la méthode simplifiée pour la conception des poutres.

Pour des appareils en élastomère fretté avec ou sans éléments glissants, il faut déterminer les dimensions en plan et la hauteur maximale des appareils. En ce qui concerne ceux à élastomère confiné, il faut déterminer leur hauteur maximale. Ces dimensions doivent être indiquées aux plans.

Les mouvements de translation dus à la température sont calculés pour une température de pose de 15 °C.

Le déplacement transversal du tablier sous l'effet de forces extérieures doit être empêché par un système de butées fixées à l'appui (culée ou pile) ou par un système de restriction de mouvements incorporé à l'appareil d'appui. Le système de butées ou de restriction de mouvements doit être indiqué aux plans. Cependant, si les charges horizontales sont très élevées, il peut être nécessaire de prévoir un système de butées plutôt que de prévoir un système de restriction de mouvements incorporé à l'appareil d'appui; dans le cas des appareils d'appui à élastomère confiné et à articulation sphérique, une vérification auprès d'un fabricant s'impose.

Si l'appareil d'appui doit transmettre une poussée transversale, cette dernière doit être reprise par la partie inférieure de l'appareil d'appui qui est soudée à la plaque d'assise.

Pour les ponts nécessitant une conception basée sur la performance (CBP), les appareils d'appui doivent répondre aux exigences de la norme CAN/CSA-S6.

Pour les ponts classifiés « principaux » dont la conception est basée sur la force (CBF), les appareils d'appui doivent accommoder les mouvements de l'analyse parasismique pour une probabilité de dépassement de 10 % en 50 ans.

À l'exception des appareils d'appui en élastomère fretté sans éléments glissants, les poutres d'acier doivent posséder trois raidisseurs d'appui de chaque côté de l'âme, aux appuis fixes et mobiles. Les raidisseurs doivent être ajustés de façon telle qu'ils portent sur la semelle inférieure et qu'ils soient soudés aux deux semelles de la poutre. Cette exigence permet de tolérer une excentricité entre les raidisseurs centraux de la poutre et le centre de l'appareil d'appui au moment de l'installation de la poutre ou lorsque l'appareil d'appui doit s'ajuster à un déplacement longitudinal important, par exemple, celui causé par un séisme.

La conception des types d'ancrages en béton des appareils d'appui est normalement réalisée par le concepteur et non par le fabricant de l'appareil d'appui. L'acier des ancrages doit être de nuance 350 W.

Le tableau 11.2-1 facilite le choix des appareils d'appui.

Tableau 11.2-1 Choix des appareils d'appui

Charges verticales (kN) à l'ÉLUT	Mouvement (mm) à partir de 15 °C	Rotation (radian) à l'ÉLUT	Modèle d'appareil
$P_{\text{permanent}} < 1600$ et $P_{\text{totale}} < 2500$	< 45	$\theta \geq 0,015$	Élastomère fretté
$P_{\text{permanent}} < 1600$ et $P_{\text{totale}} < 2500$	> 45	$\theta \geq 0,015$	Élastomère fretté avec éléments glissants
$2500 < P_{\text{totale}} < 20000$	- - -	$0,02 \leq \theta \leq 0,025$	Élastomère confiné
$2500 < P_{\text{totale}} < 20000$	- - -	$\theta \geq 0,025$	Articulation sphérique

$P_{\text{permanent}}$ = Charges verticales permanentes supportées par l'appareil d'appui, en kN

P_{totale} = Charges verticales totales incluant le coefficient de majoration dynamique (CMD) supportée par l'appareil d'appui, en kN

11.2.2 Appareils d'appui en élastomère fretté

Les appareils d'appui en élastomère fretté sont fabriqués en respectant les exigences suivantes ainsi que celles apparaissant à la figure 11.2-1 :

- l'épaisseur totale de l'appareil doit être égale à au moins deux fois et demie la dimension la plus grande entre l'allongement et le raccourcissement du tablier;
- l'épaisseur minimale de l'appareil doit être de 40 mm;
- pour les appareils d'appui mobiles situés sous les poutres en béton, un cadre en acier doit être fixé au bloc d'assise afin d'empêcher le glissement;
- pour les poutres préfabriquées en béton précontraint de type NEBT, la largeur « b » telle que définie sur la figure 11.2-1 ne doit pas être inférieure à 650 mm.

Le calcul des mouvements de rotation doit considérer les exigences suivantes :

- les rotations sous les charges permanentes ne doivent pas être considérées lorsque les poutres sont fabriquées avec une cambrure;
- en plus des rotations dues aux charges :
 - prévoir une rotation supplémentaire de 0,005 radian pour tenir compte de la tolérance de fabrication;
 - prévoir une rotation supplémentaire de 0,0035 radian pour tenir compte d'une tolérance d'installation;
 - prévoir la rotation due à la pente longitudinale du tablier, si aucune plaque d'acier biseautée selon la pente n'est prévue à l'appareil d'appui.
- la rotation totale minimale (sous les charges permanentes si requis, la surcharge routière, les tolérances de fabrication et d'installation ainsi que la pente longitudinale du tablier si requis) à considérer à l'ÉLUT pour les appareils en élastomère fretté est de 0,015 radian.

Lorsque la translation au niveau de l'appareil d'appui générée par la rotation de la poutre sous les charges permanentes est considérable et se traduit par une épaisseur d'élastomère très importante, le concepteur peut envisager un levage du tablier à la suite de la coulée de la dalle pour permettre de réduire ce déplacement. Cette option doit toutefois être envisagée en tenant compte des contraintes du projet (travaux en phases, maintien de la circulation, présence d'un joint dalle sur culée, etc.).

Les poutres principales en acier sont généralement fixées par soudure au chantier, à la plaque supérieure des appareils d'appui, comme montré aux figures 10.6-1 et 10.6-2 du chapitre 10 de ce manuel. Les soudures doivent être en position horizontale et celles-ci sont longitudinales à l'axe de la poutre. Le joint transversal entre la poutre et la plaque supérieure doit être scellé par un mastic d'étanchéité. Cependant, dans le cas des poutres d'acier galvanisées ou métallisées, les surfaces de la semelle inférieure des poutres en contact avec les soudures réalisées au chantier doivent être meulées ou masquées. Une fois les soudures en chantier complétées aux appareils d'appui, les surfaces non métallisées ou non galvanisées des semelles doivent être protégées par deux couches de peinture riche en zinc, conformément au CCDG.

L'acier de la plaque supérieure de l'appareil d'appui doit être de nuance 350A ou 350AT. Cette plaque doit être recouverte du même revêtement de protection anticorrosion que la poutre s'il y a lieu.

Lorsque les boulons d'ancrage sont utilisés comme système de butées empêchant le mouvement transversal, les exigences suivantes doivent être respectées :

- À l'appui mobile, les trous ovalisés de la plaque supérieure de l'appareil d'appui doivent permettre le mouvement de translation longitudinal occasionné par les charges, les variations de température, les gradients thermiques, le retrait, le fluage, etc. et celui dû à la charge sismique. Afin de permettre un ajustement substantiel de l'appareil au chantier, la longueur des trous ovalisés doit également tenir compte du diamètre de l'ancrage et être d'au moins 150 mm.
- Au moment de l'installation de l'appareil d'appui, les boulons d'ancrage doivent être centrés dans les trous ovalisés à une température ambiante comprise entre -10 °C et 20 °C.
- Des plaques de butée doivent être ajoutées à la plaque supérieure, afin de limiter la flexion dans les boulons d'ancrage, si la distance libre entre le dessus du bloc d'assise et le dessous de la plaque supérieure est plus grande que le diamètre des boulons.

Les dimensions en plan (largeur et profondeur) des appareils d'appui devraient être validées par un fabricant au moment de la conception afin d'éviter les modifications au niveau de la plaque supérieure des appareils d'appui et de l'espacement des ancrages en cours de contrat.

11.2.3 Appareils d'appui en élastomère fretté avec éléments glissants

Ces appareils sont constitués d'un coussin en élastomère fretté sur lequel est installée une feuille de PTFE. Une plaque en acier inoxydable, fixée sous la plaque de glissement, s'appuie directement sur cette feuille de PTFE.

Ce type d'appareil est requis lorsqu'un appareil en élastomère fretté est utilisé en présence d'un mouvement de translation longitudinale supérieur à 45 mm.

Ces appareils d'appui sont fabriqués en respectant les exigences suivantes ainsi que celles indiquées à la figure 11.2-2 :

- l'épaisseur minimale du coussin en élastomère fretté doit être de 40 mm;
- pour les poutres préfabriquées en béton précontraint de type NEBT, la largeur « b » telle que définie à la figure 11.2-2 ne doit pas être inférieure à 650 mm.

En général, lorsqu'un appareil d'appui avec éléments glissants est spécifié, l'emploi d'une plaque en acier inoxydable d'une longueur suffisante pour éliminer le besoin d'ajustement sur le chantier doit être mentionné. L'appareil d'appui doit être posé sans excentricité. Cette exigence vise à assurer que l'appareil d'appui ne sera pas posé avec une excentricité située du mauvais côté. Cependant, pour des cas particuliers où le mouvement est très important, l'élément glissant peut être excentré afin de limiter les dimensions et les plans doivent inclure une table des réglages qui tient compte de la plage de températures probables au moment de la pose. L'excédent total de la plaque à partir de la feuille de PTFE, dans le sens du mouvement, doit également comprendre un excédent additionnel au mouvement calculé de 25 mm.

Le calcul des mouvements de rotation doit considérer les exigences suivantes :

- les rotations sous les charges permanentes ne doivent pas être considérées lorsque les poutres sont fabriquées avec une cambrure;
- en plus des rotations dues aux charges :
 - prévoir une rotation supplémentaire de 0,005 radian pour tenir compte de la tolérance de fabrication;
 - prévoir une rotation supplémentaire de 0,0035 radian pour tenir compte d'une tolérance d'installation;
 - prévoir la rotation due à la pente longitudinale du tablier, si aucune plaque d'acier biseautée selon la pente n'est prévue à l'appareil d'appui.
- la rotation totale minimale (sous les charges permanentes si requis, la surcharge routière, les tolérances de fabrication et d'installation ainsi que la pente longitudinale du tablier si requis) à considérer à l'ÉLUT pour les appareils en élastomère fretté avec éléments glissants est de 0,015 radian.

Le mode de fixation des poutres sur les appareils d'appui doit être indiqué aux plans.

Les poutres principales préfabriquées en acier ou en béton sont généralement fixées à la plaque supérieure des appareils d'appui par soudure au chantier. Les soudures doivent être en position horizontale et sont longitudinales à l'axe de la poutre. Le joint transversal entre la poutre et la plaque supérieure doit être scellé par un mastic d'étanchéité. Cependant, dans le cas des poutres d'acier galvanisées ou métallisées, les surfaces de la semelle inférieure des poutres en contact avec les soudures réalisées en chantier doivent être meulées ou masquées. Une fois les soudures en chantier complétées aux appareils d'appui, les surfaces non métallisées ou non galvanisées des semelles doivent être protégées par deux couches de peinture riche en zinc, conformément au CCDG.

L'acier de la plaque supérieure de l'appareil d'appui doit être de nuance 350A ou 350AT.

Lorsque les boulons d'ancrage sont utilisés comme système de butées empêchant le mouvement transversal dans le cas des poutres préfabriquées en acier, les exigences suivantes doivent être rencontrées :

- la géométrie de la plaque supérieure et de la plaque de glissement doit être ajustée en conséquence, voir la figure 10.6-3 du chapitre 10 de ce manuel;
- à l'appui mobile, les trous ovalisés de la plaque supérieure de l'appareil d'appui doivent permettre le mouvement de translation longitudinal occasionné par les charges, les variations de température, les gradients thermiques, le retrait, le fluage, etc., et celui dû à la charge sismique. Afin de permettre un ajustement substantiel de l'appareil au chantier, la longueur des trous ovalisés doit également tenir compte du diamètre de l'ancrage et être d'au moins 200 mm;
- des plaques de butée doivent être ajoutées à la plaque supérieure, afin de limiter la flexion dans les boulons d'ancrage, si la distance libre entre le dessus du bloc d'assise et le dessous de la plaque supérieure est plus grande que le diamètre des boulons.

Les dimensions en plan (largeur et profondeur) des appareils d'appui devraient être validées par un fabricant au moment de la conception afin d'éviter les modifications au niveau de la plaque supérieure des appareils d'appui et de l'espacement des ancrages, en cours de contrat.

11.2.4 Appareils d'appui à élastomère confiné

Les appareils d'appui à élastomère confiné, avec ou sans éléments glissants sont fabriqués en respectant les exigences suivantes ainsi que celles apparaissant à la figure 11.2-3.

En général, lorsqu'un appareil d'appui avec éléments glissants est spécifié, il faut mentionner l'emploi d'une plaque en acier inoxydable d'une longueur suffisante pour éliminer le besoin d'ajustement sur le chantier. L'appareil d'appui doit être posé sans

excentricité. Cette exigence assure que l'appareil d'appui ne sera pas posé avec une excentricité située du mauvais côté. Cependant, pour des cas particuliers où le mouvement est très important, l'élément glissant peut être excentré afin de limiter les dimensions et les plans doivent inclure une table des réglages qui tient compte de la plage de températures probables au moment de la pose. L'excédent total de la plaque à partir de la feuille de PTFE, dans le sens du mouvement, doit également comprendre un excédent additionnel au mouvement calculé de 25 mm.

Le calcul des mouvements de rotation doit considérer les exigences suivantes :

- les rotations sous les charges permanentes ne doivent pas être considérées lorsque les poutres sont fabriquées avec une cambrure;
- en plus des rotations dues aux charges :
 - prévoir une rotation supplémentaire de 0,0065 radian pour tenir compte de la tolérance de fabrication;
 - prévoir une rotation supplémentaire de 0,0035 radian pour tenir compte d'une tolérance d'installation;
 - prévoir la rotation due à la pente longitudinale du tablier, si aucune plaque d'acier biseauté selon la pente n'est prévue à l'appareil d'appui;
 - prévoir une rotation supplémentaire à l'ÉLUL de 0,0175 radian comme facteur de sécurité.
- la rotation totale minimale (sous les charges permanentes si requis, la surcharge routière, les tolérances de fabrication et d'installation ainsi que la pente longitudinale du tablier si requis) à considérer à l'ÉLUT pour les appareils à élastomère confiné est de 0,02 radian.

La plaque supérieure de l'appareil d'appui doit être fixée en dessous de la poutre préfabriquée en acier ou en béton au moyen de soudures. La plaque inférieure de l'appareil d'appui doit être soudée à la plaque d'assise ancrée à l'unité de fondation. Dans tous les cas, le mode de fixation doit être indiqué aux plans.

Les plaques d'assise sous les appareils d'appui à élastomère confiné doivent être mises en place de façon définitive avant l'installation des poutres principales préfabriquées en acier ou en béton qui sont généralement soudées au chantier sur les appareils. Les soudures doivent être en position horizontale et celles-ci sont longitudinales à l'axe de la poutre. Le joint transversal entre la poutre et la plaque supérieure doit être scellé par un mastic d'étanchéité. Cependant, dans le cas des poutres d'acier galvanisées ou métallisées, les surfaces de la semelle inférieure des poutres en contact avec les soudures réalisées au chantier doivent être meulées ou masquées. Une fois les soudures en chantier complétées aux appareils d'appui, les surfaces non métallisées ou non galvanisées des semelles doivent être protégées par deux couches de peinture riche en zinc, conformément au CCDG.

L'acier de la plaque supérieure de l'appareil d'appui doit être de nuance 350A ou 350AT.

Le devis spécial mentionne que l'appareil d'appui doit être soudé au chantier sur la plaque d'assise ancrée à l'unité de fondation. La plaque d'assise doit être installée au niveau de manière à obtenir une distance minimale de 10 mm sans excéder 15 mm entre le dessous de la plaque et le dessus du béton du bloc d'assise, et l'entrepreneur doit injecter un coulis cimentaire sous la plaque d'assise. La hauteur du bloc d'assise doit inclure l'épaisseur du coulis cimentaire. La localisation des ancrages de la plaque d'assise doit permettre un déplacement horizontal de l'appareil d'appui d'au moins 35 mm dans toutes les directions par rapport au centre de l'appui indiqué aux plans, afin de pouvoir ajuster correctement l'appareil d'appui au chantier. Pour la mise en place des tiges d'ancrage de la plaque d'assise, l'entrepreneur doit utiliser un gabarit temporaire en acier qui doit demeurer en place durant les travaux de bétonnage des unités de fondation.

Exemple de calcul

Voir l'article 11.1.9.1 « Exemple 1 ».

$$R = 51,61 \text{ mm et } A = A_{te} + D_r = 13,65 \text{ mm}$$

(D_r n'est pas ajouté puisque la valeur de l'excédent total E est multipliée par 2 et que D_r est déjà inclus dans R)

Excédent total :

$$\begin{aligned} E &= R + A + 25 \\ &= 51,61 + 13,65 + 25 \\ &= 90,26 \text{ mm} \end{aligned}$$

La dimension requise dans le sens du mouvement pour la plaque en acier inoxydable doit être égale à la dimension prévue pour le PTFE plus 2E.

11.2.5 Appareils d'appui avec articulation sphérique

Ces appareils d'appui sont fabriqués en respectant les exigences pour les appareils d'appui à élastomère confiné, les exigences suivantes, ainsi que celles apparaissant à la figure 11.2-4.

Le PTFE employé dans la partie concave de l'appareil est soumis aux mêmes exigences que le PTFE de l'élément principal glissant.

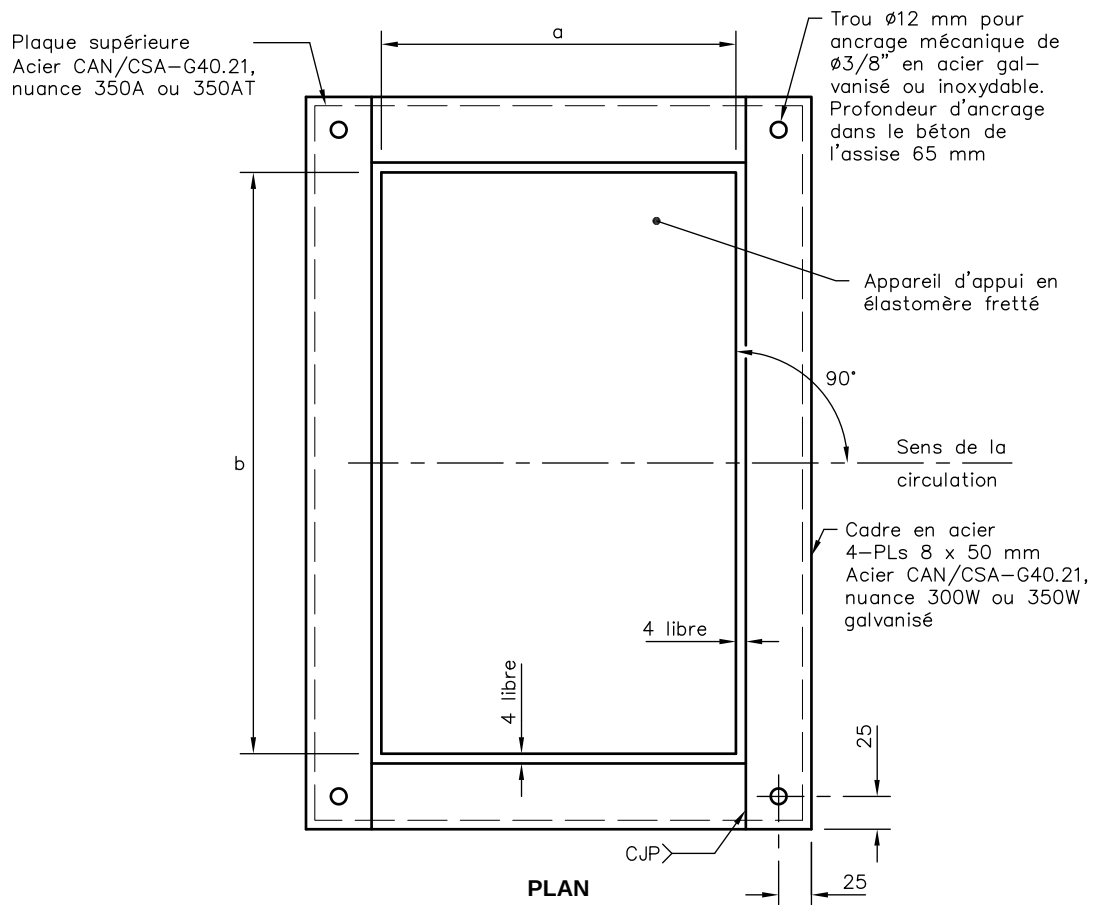
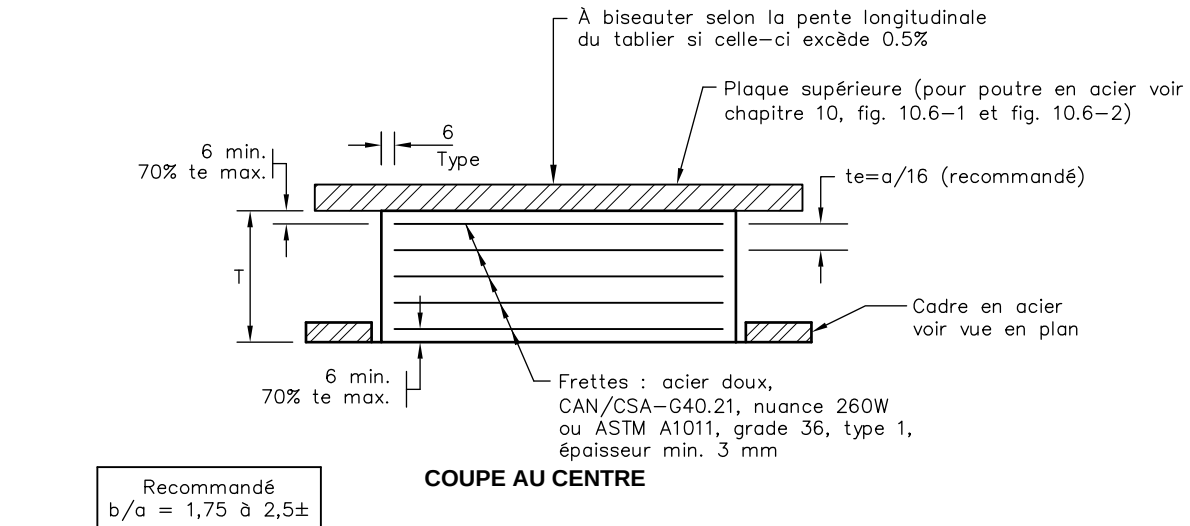
Un scellant empêche toute pénétration d'eau ou de poussière dans la partie concave de l'appareil servant à la rotation.

L'appareil d'appui avec articulation sphérique n'est pas décrit au devis spécial type. Si le concepteur désire utiliser ce type d'appareil d'appui, il doit décrire les exigences au devis spécial du projet. Il doit tenir compte que la capacité de charge horizontale calculée par le fabricant d'appareils d'appui est en fonction de la charge constante qui le sollicite et doit, par conséquent, être indiquée sur le plan.

11.2.6 Assises des appareils d'appui

Les blocs d'assises prévus sous les appareils d'appui doivent être construits après les assises, qui contiennent des cavités, comme le montrent les figures 11.2-5 à 11.2-7.

Les dimensions des blocs d'assises doivent être telles que les distances minimales entre le bord des appareils d'appui et celui des blocs d'assises indiquées aux figures 11.2-5 à 11.2-7 soient respectées.



Notes :

- Le cadre en acier est requis pour les appareils d'appui mobiles situés sous les poutres en béton.
- La plaque supérieure en acier est requise pour les appareils d'appui situés sous les poutres en acier.

Figure 11-2-1 Appareil d'appui en élastomère fretté

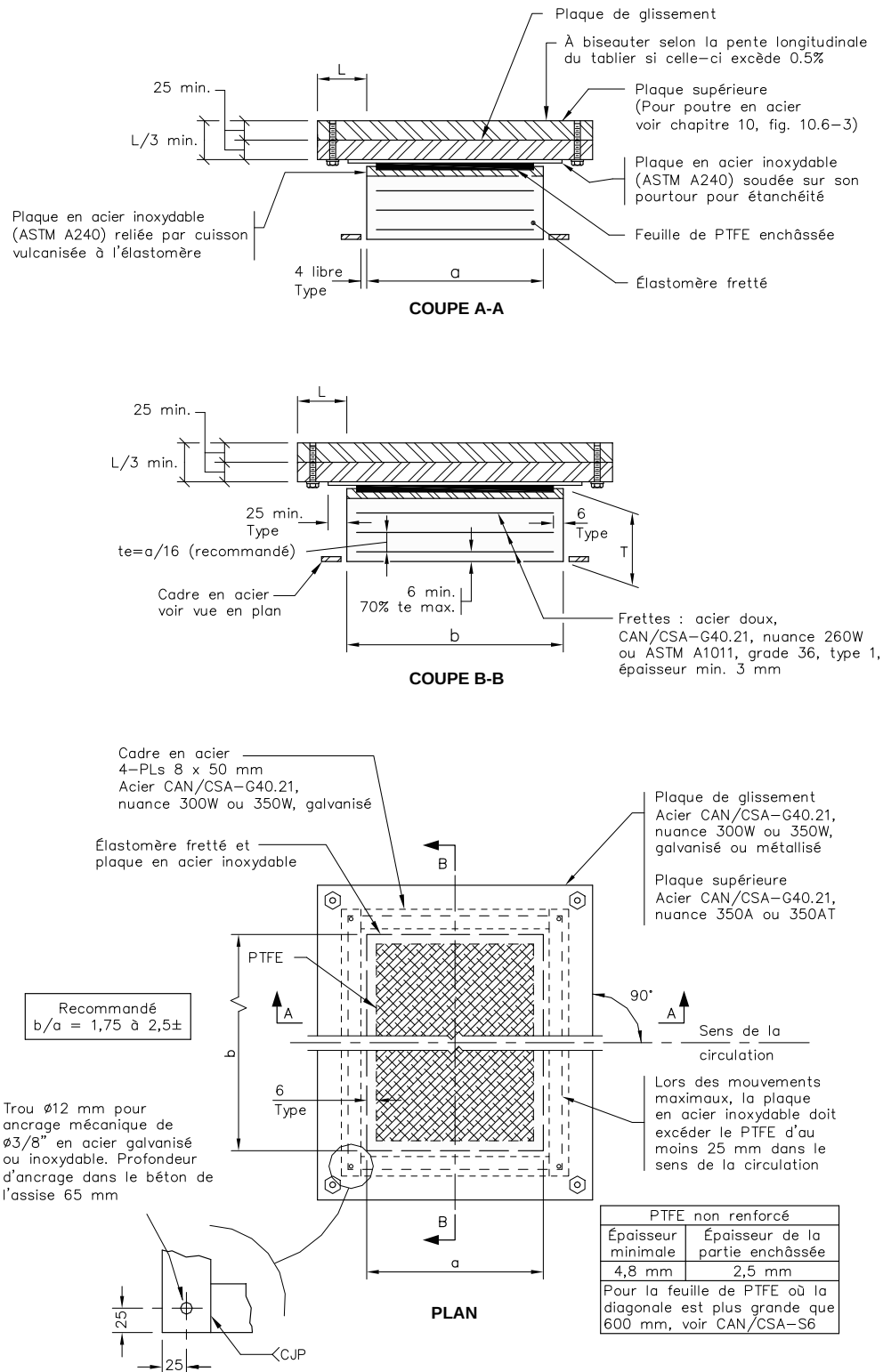
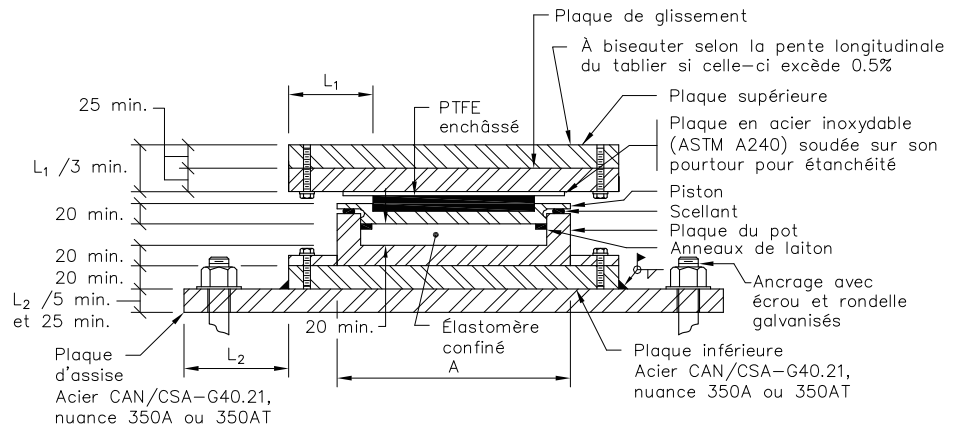
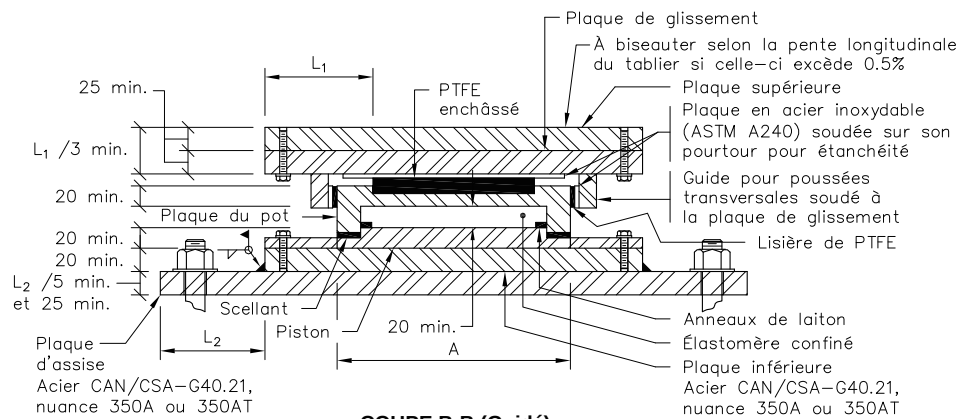


Figure 11.2-2 Appareil d'appui en élastomère fretté avec éléments glissants remplaçables



COUPE A-A (Non guidé)



COUPE B-B (Guidé)

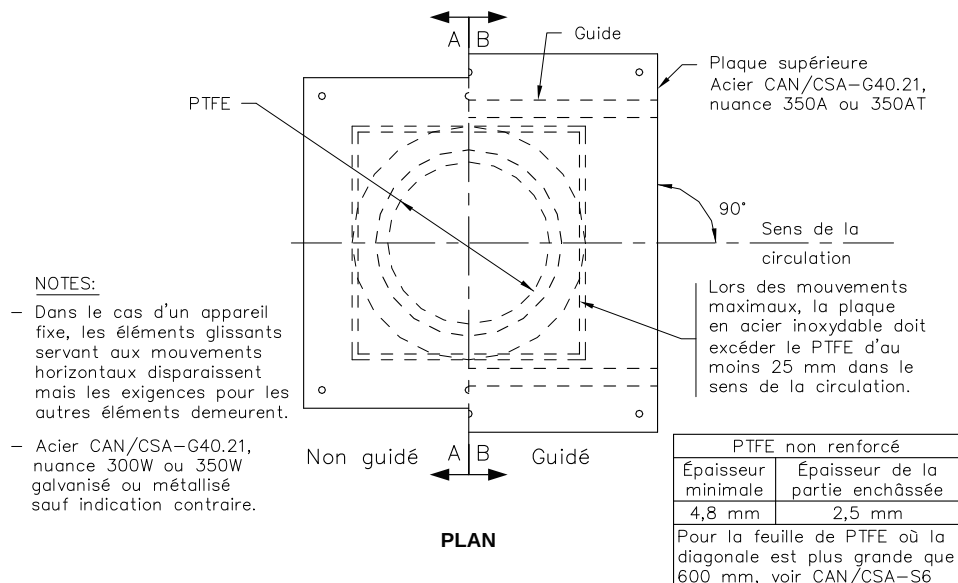


Figure 11.2-3 Appareil d'appui à élastomère confiné remplaçable

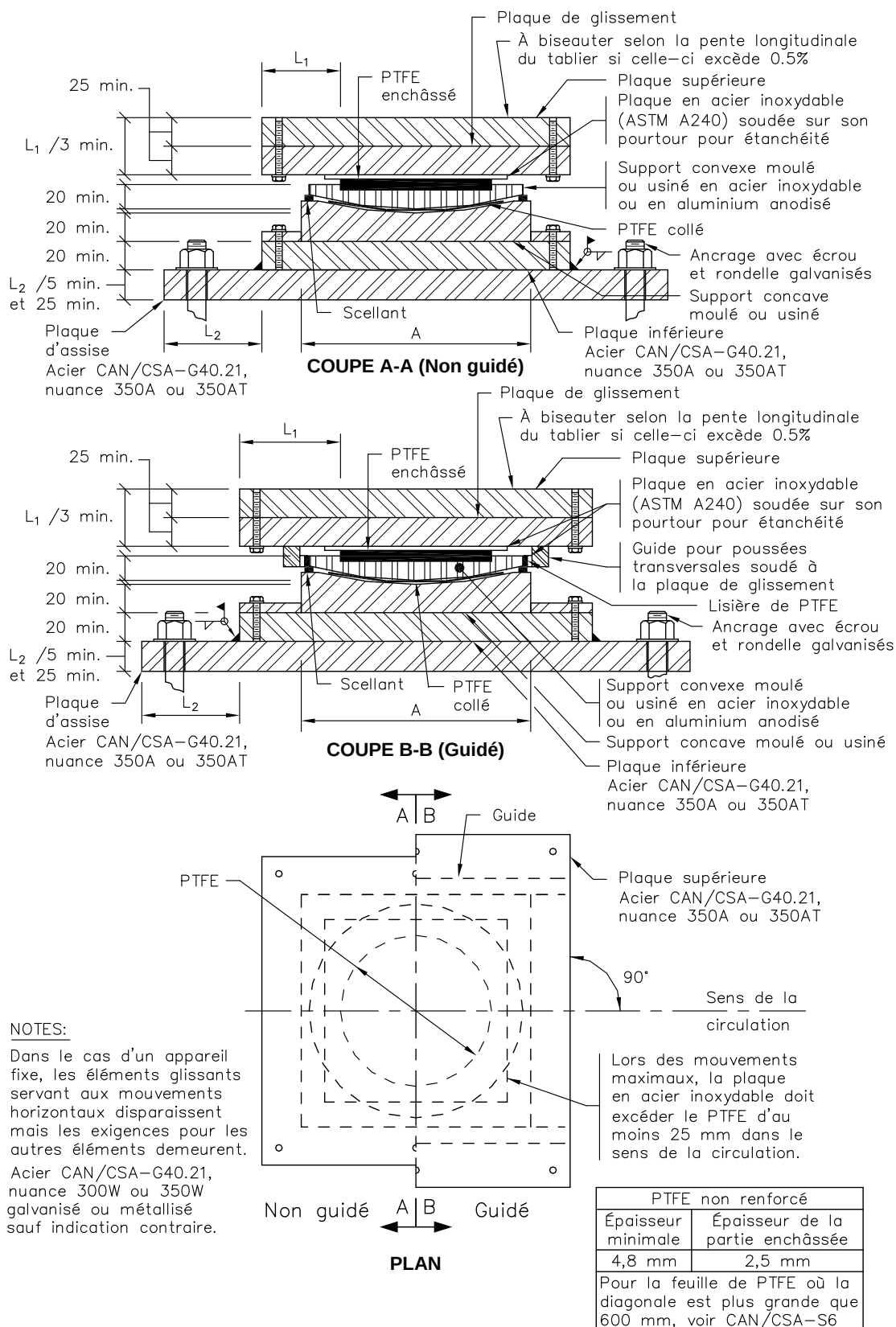
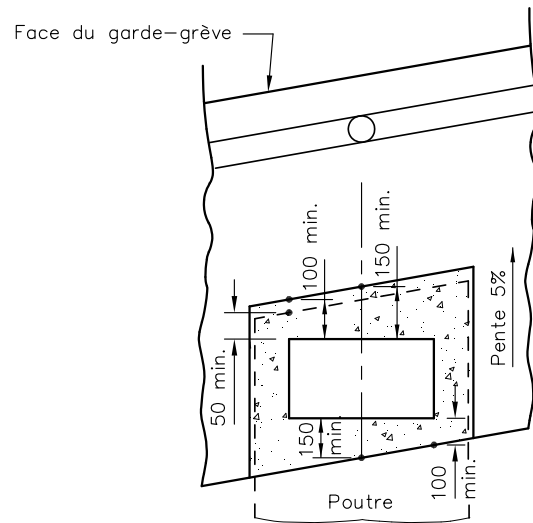


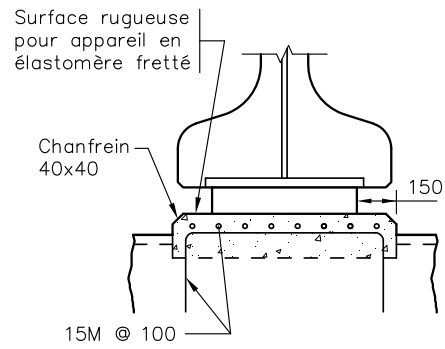
Figure 11.2-4 Appareil d'appui avec articulation sphérique remplaçable



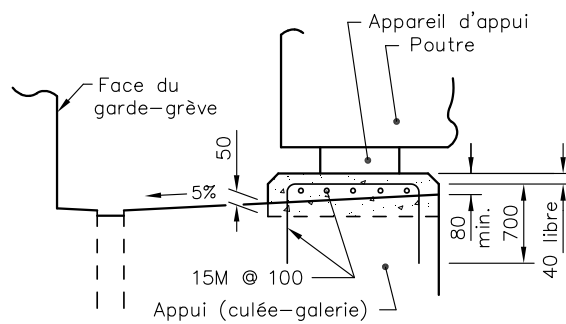
Blocs d'assise d'un appareil d'appui
(extrémité de la dalle sans joint de tablier)



PLAN



ÉLEVATION



PROFIL

Figure 11.2-6 Bloc d'assise d'un appareil d'appui
 (extrémité de la dalle avec joint de tablier)

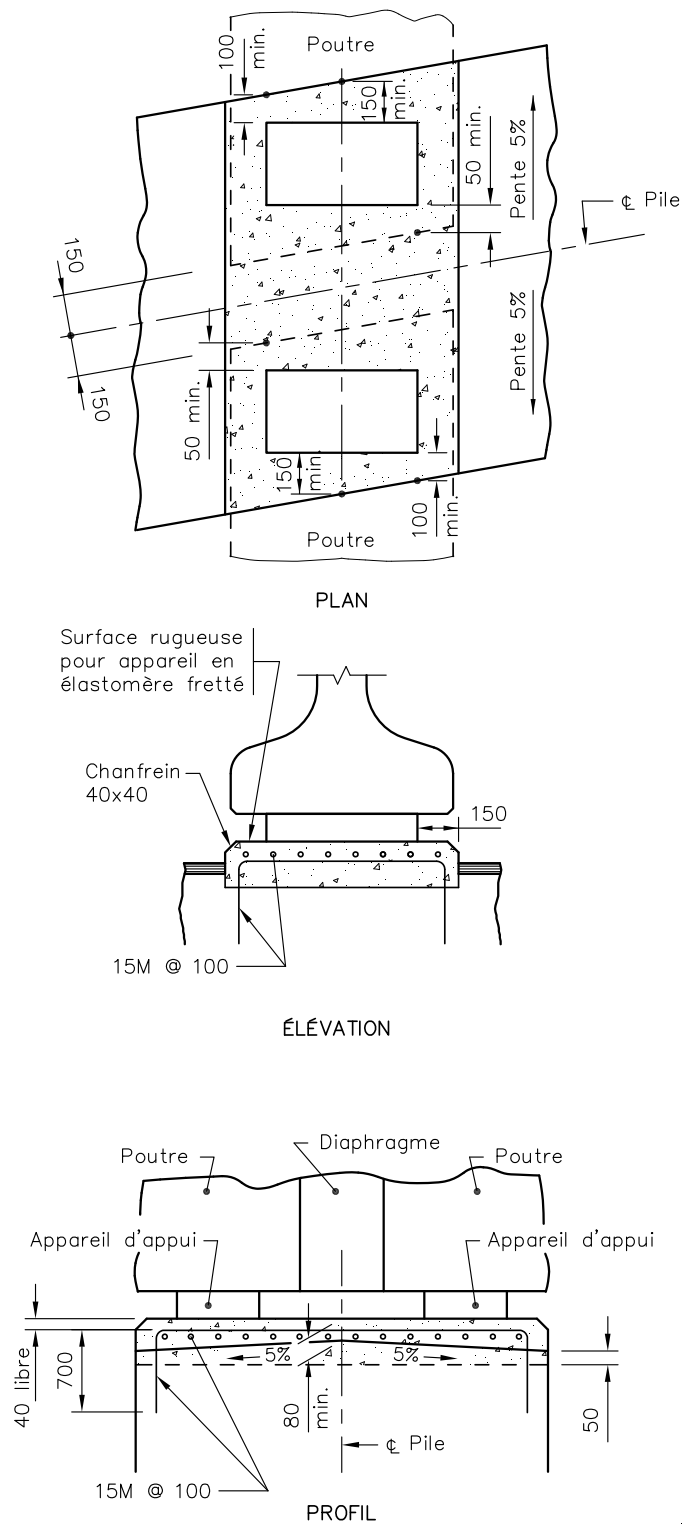


Figure 11.2-7 Bloc d'assise d'un appareil d'appui (à une pile)

11.3 JOINTS DE TABLIER

11.3.1 Généralités

Le nombre et la localisation des joints de tablier doivent être établis suivant les indications de la section 2.1 du présent manuel ainsi que selon les articles qui suivent.

Le choix d'un joint de tablier doit tenir compte des mouvements du tablier perpendiculaires au joint.

La variation de longueur d'un tablier est le déplacement maximal à prévoir entre les deux positions extrêmes des travées. Le jeu d'un joint dépend de la déformation du tablier, $\delta = A + R$, expliquée à la section 11.1; cette déformation se décompose en mouvements perpendiculaires et parallèles au joint (voir la figure 11.3-1).

Un joint n'est généralement pas nécessaire à une culée lorsque le mouvement δ du tablier calculé est inférieur à 20 mm. Dans ce cas, la dalle est prolongée au-dessus du garde-grève d'une culée conventionnelle (voir les figures 11.3-2, 11.3-3 et 11.3-4).

Lorsqu'un joint de tablier est requis, une culée de type galerie doit être prévue, conformément aux figures 11.3-5, 11.3-6, 11.3-7 et 11.3-8. Le détail de l'extrémité de la dalle avec un joint de tablier doit être conforme à la figure 11.3-9.

La culée-galerie permet d'éloigner le joint de l'extrémité des poutres afin de prévenir les dommages occasionnés par un joint défectueux et permet d'accéder aux composantes du joint pour l'inspection.

Lorsque le mouvement δ est inférieur à 100 mm, un seul joint à une garniture est prévu à l'une des culées. Lorsque le mouvement δ est supérieur à 100 mm, mais inférieur à 200 mm, il est préférable de prévoir deux joints de tablier à une garniture à chacune des culées au lieu d'un seul joint à garnitures multiples à l'une des culées.

Lorsque la chaussée comporte une piste cyclable, le joint doit être fermé par des plaques couvre-joints de façon à ce que l'ouverture ne soit jamais supérieure à 25 mm. Le terme « piste cyclable » est défini au chapitre 15 « Voies cyclables » du *Tome I – Conception routière* des normes du Ministère.

Lorsqu'un joint de tablier à plusieurs garnitures est utilisé, il faut prévoir des couvre-joints pour fermer l'ouverture aux chasse-roues, trottoirs et glissières en béton. De plus, il faut ajouter une note sur le plan de l'armature de la dalle, mentionnant que cette armature doit être mise en place de façon à éviter d'interférer avec les boîtes de support montrées aux plans d'atelier du joint.

Exceptionnellement, lorsqu'un joint de tablier est localisé à une pile, on doit prévoir la pose d'un joint de tablier avec garniture en élastomère et dalot.

On trouvera aux pages suivantes quelques modèles de joints utilisés (voir les figures 11.3-10, 11.3-11, 11.3-12), les caractéristiques générales des joints ainsi que des exemples de calcul avec et sans biais.

Pour les joints composés de plus de deux garnitures, la géométrie et les détails d'armature de la culée-galerie et de l'extrémité de la dalle du tablier doivent être modifiés en conséquence. Les figures 11.3-5, 11.3-6, 11.3-7, 11.3-8, 11.3-9 sont valides seulement pour les joints composés de deux garnitures ou moins.

La figure 11.3-13 montre le profil que la garniture en élastomère doit avoir sur le côté extérieur du pont et à la glissière médiane.

Pour les ponts nécessitant une conception basée sur la performance (CBP), les joints doivent répondre aux exigences de la norme CAN/CSA-S6.

Pour les ponts classifiés « principaux » dont la conception est basée sur la force (CBF), les dommages aux joints attribuables à un séisme d'une probabilité de dépassement de 10 % en 50 ans doivent se limiter à la garniture d'enclenchement.

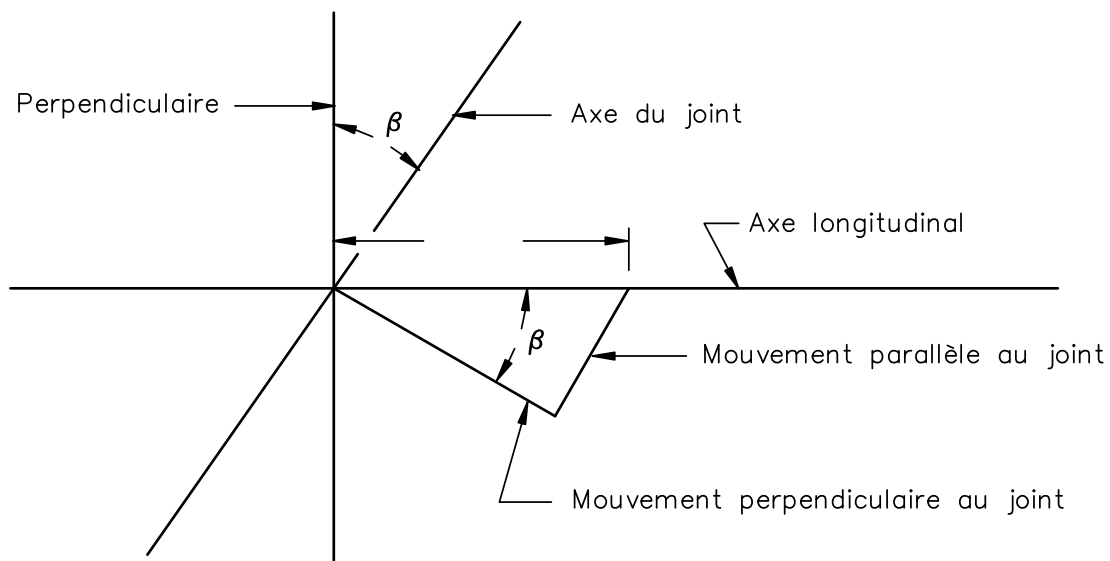
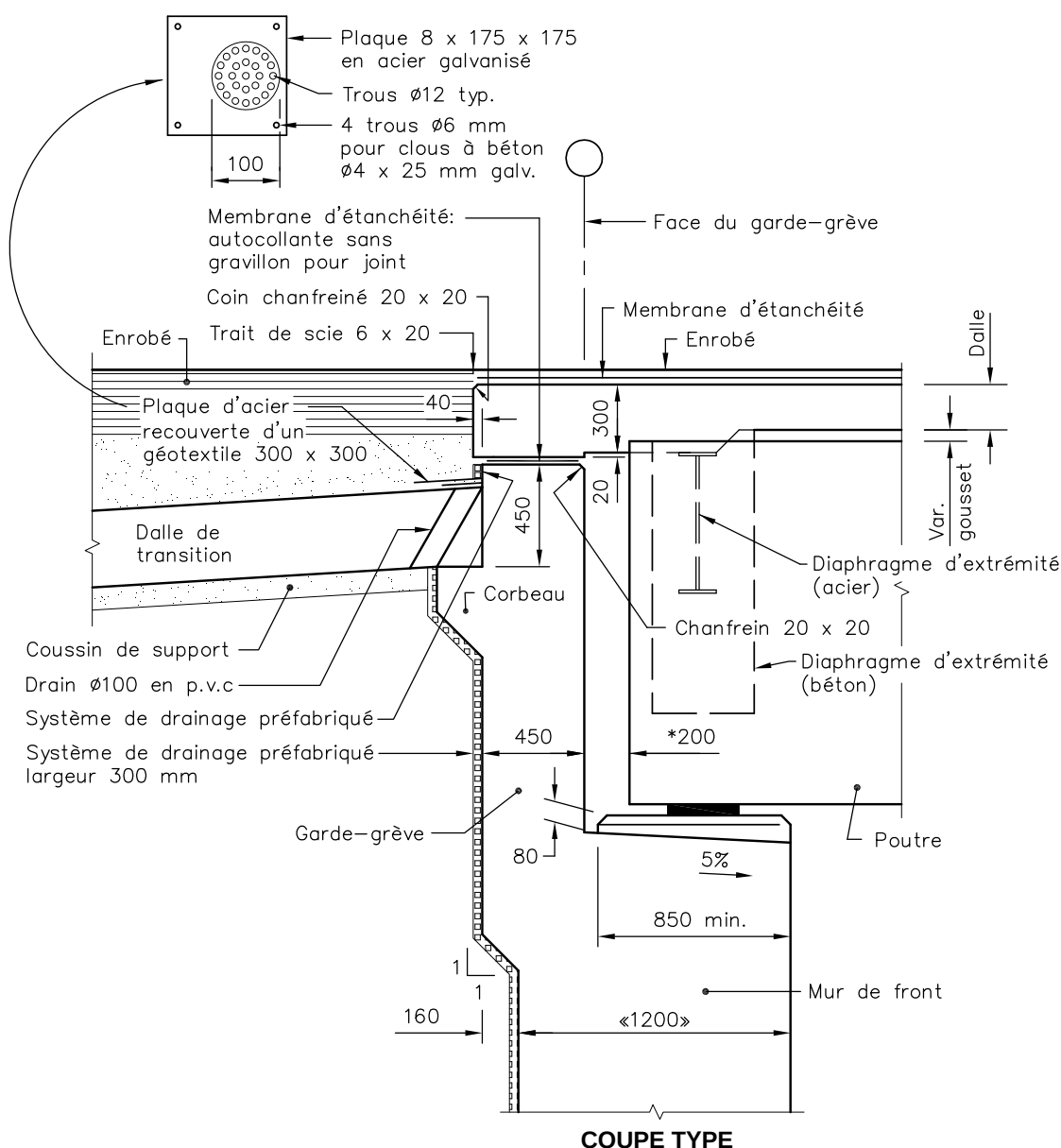
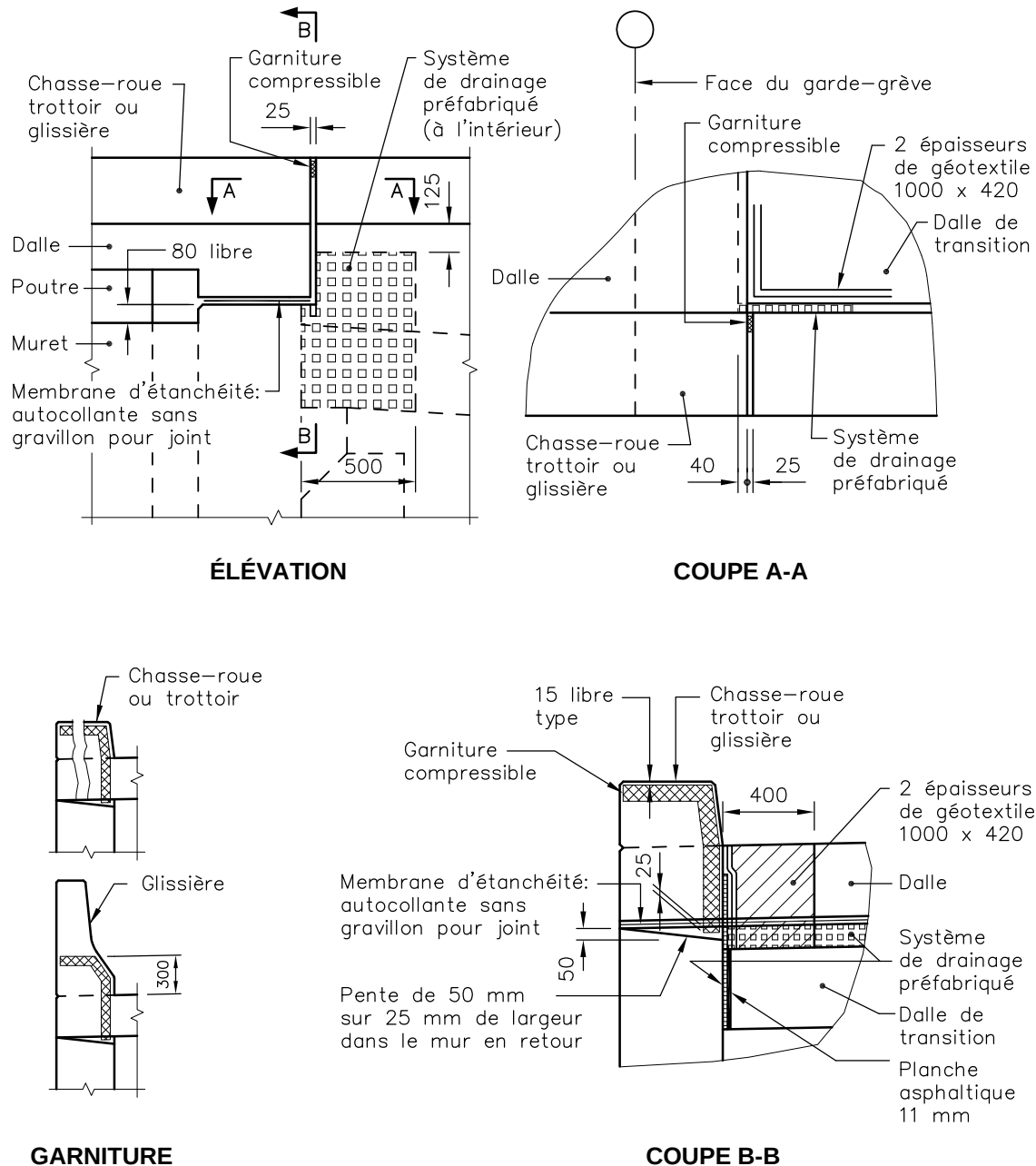


Figure 11.3-1 Composantes de la déformation d'un joint



- Notes:
- Les dimensions horizontales sont perpendiculaires à l'axe de la culée sauf celle indiquée par un * qui est dans l'axe longitudinal du pont.
 - Pour les tabliers en post-tension, l'épaisseur du mur de front « 1200 » doit être augmentée de façon à ce que l'appareil d'appui soit centré sur le diaphragme d'extrémité.
 - Cet arrangement est utilisé à l'extrémité d'un pont lorsque le mouvement est inférieur à 20 mm ou lorsque l'appui est fixe.
 - Le système de drainage préfabriqué de type « âme drainante flexible » doit être fixé mécaniquement pour avoir un contact avec le béton en tout point.
 - Acier : norme CAN/CSA-G40.21 nuance 300W galvanisé.

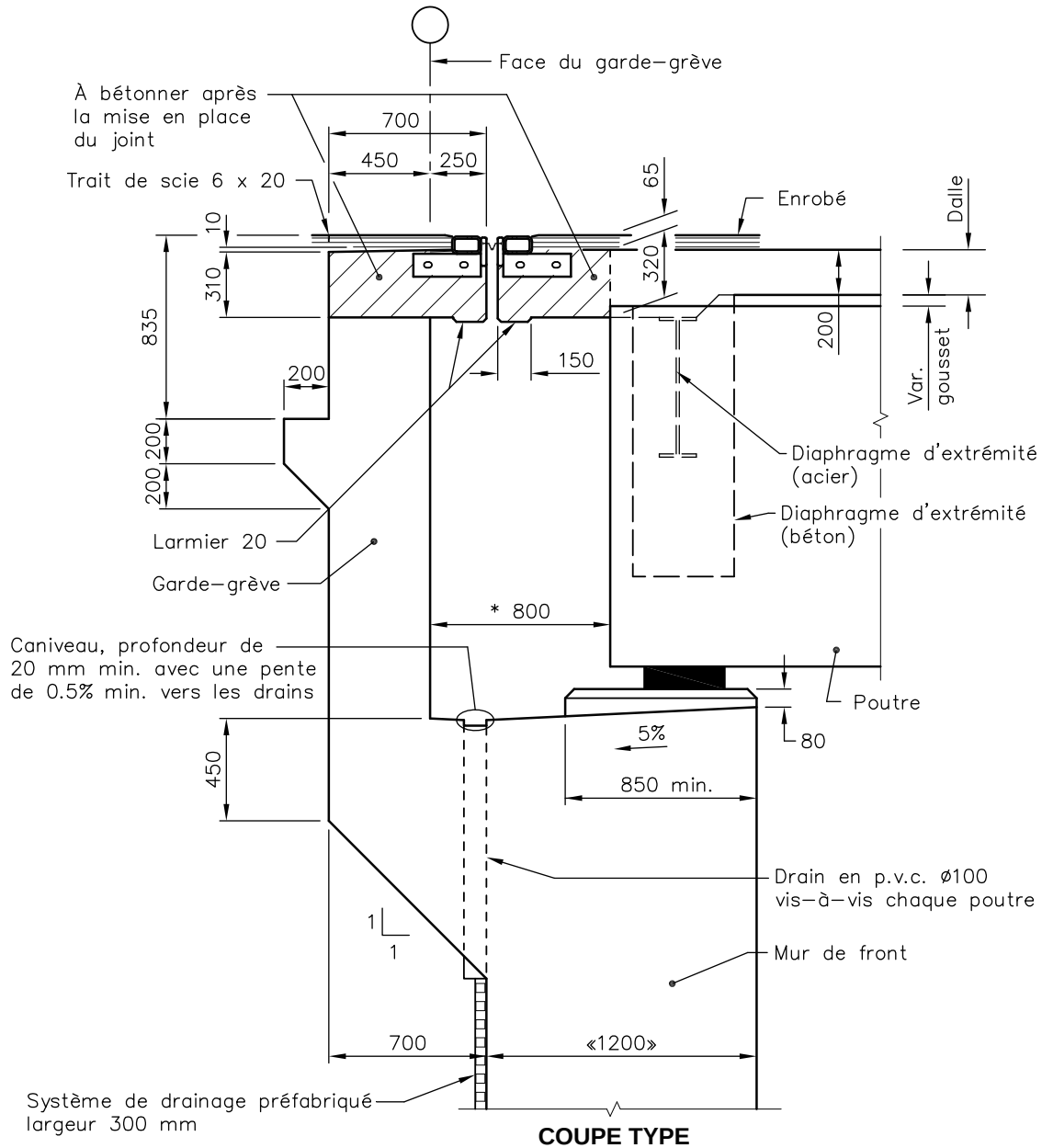
Figure 11.3-2 Joint dalle sur culée (détail intérieur)



Notes: – Géotextile : type V.

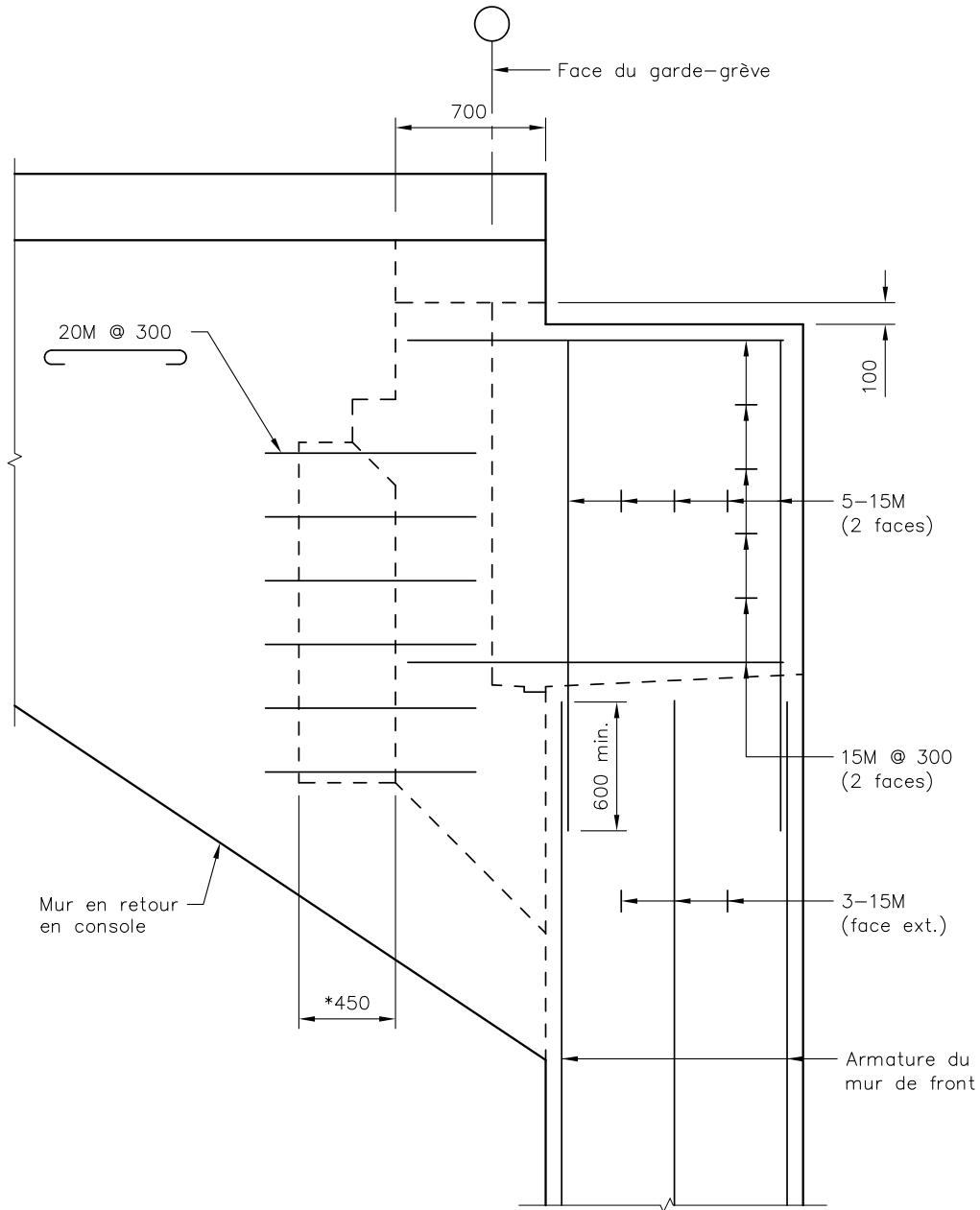
- Le système de drainage préfabriqué de type «âme drainante flexible» doit être fixé mécaniquement pour avoir un contact avec le béton en tout point.
- Garniture compressible "Delastic série K-2000" (avec lubrifiant "Delastiseal DSB part No.1516")

Figure 11.3-3 Joint dalle sur culée (détail extérieur)



- Notes:
- Les dimensions horizontales sont perpendiculaires à l'axe de la culée sauf celle indiquée par un * qui est dans l'axe longitudinal du pont.
 - Pour les tabliers en post-tension, l'épaisseur du mur de front «1200» doit être augmenté de façon à ce que l'appareil d'appui soit centré sur le diaphragme d'extrémité.
 - Ce détail de culée-galerie n'est valable que pour un joint de tablier à deux garnitures maximum.
 - Le système de drainage préfabriqué de type «âme drainante flexible» doit être fixé mécaniquement pour avoir un contact avec le béton en tout point.

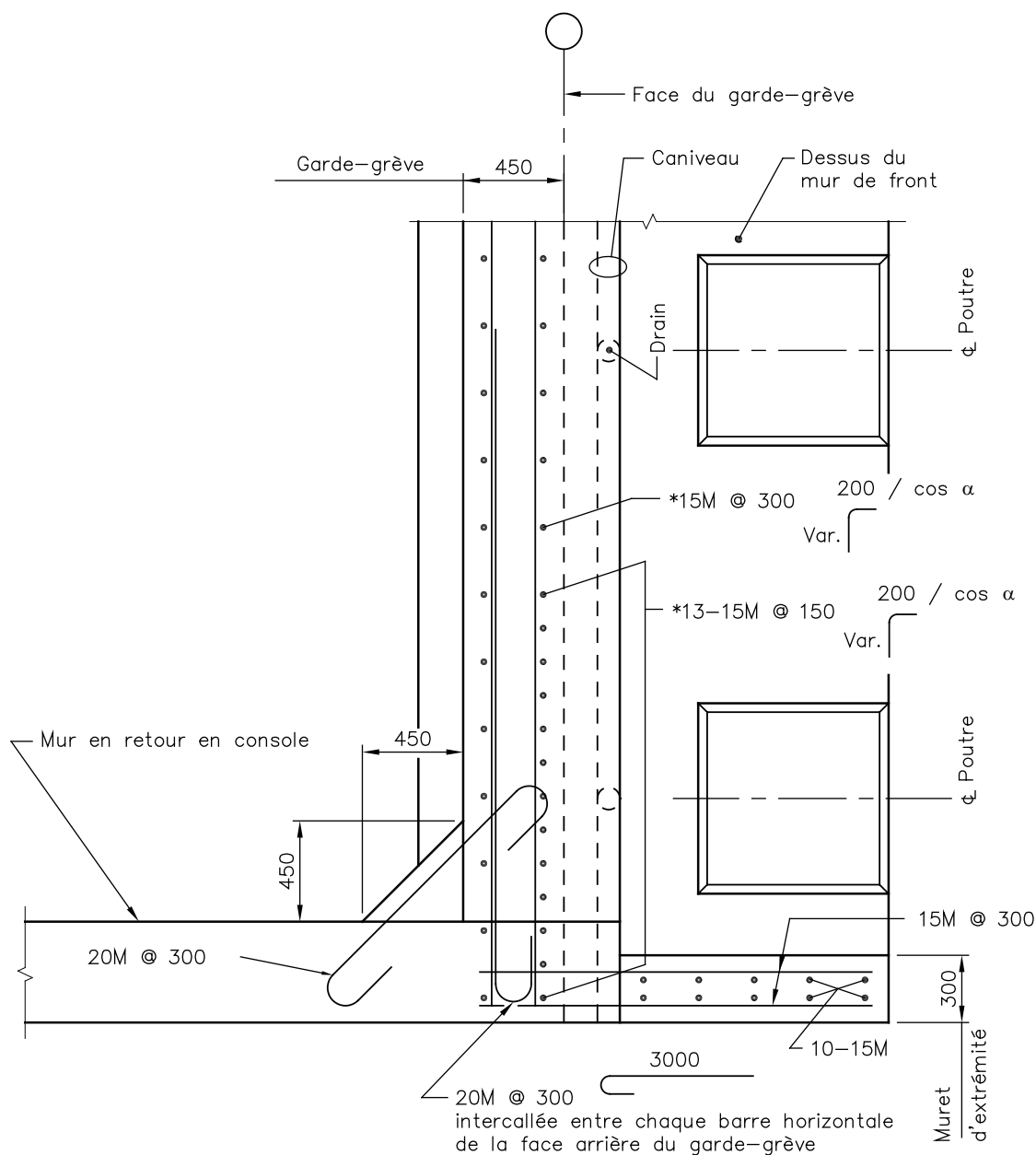
Figure 11.3-5 Culée-galerie avec joint de tablier (dimensions)



PROFIL

Notes: – Les dimensions horizontales sont perpendiculaires à l'axe de la culée sauf celle indiquée par un * qui est dans l'axe longitudinal du pont.

Figure 11.3-7 Culée-galerie (armature – suite 1)

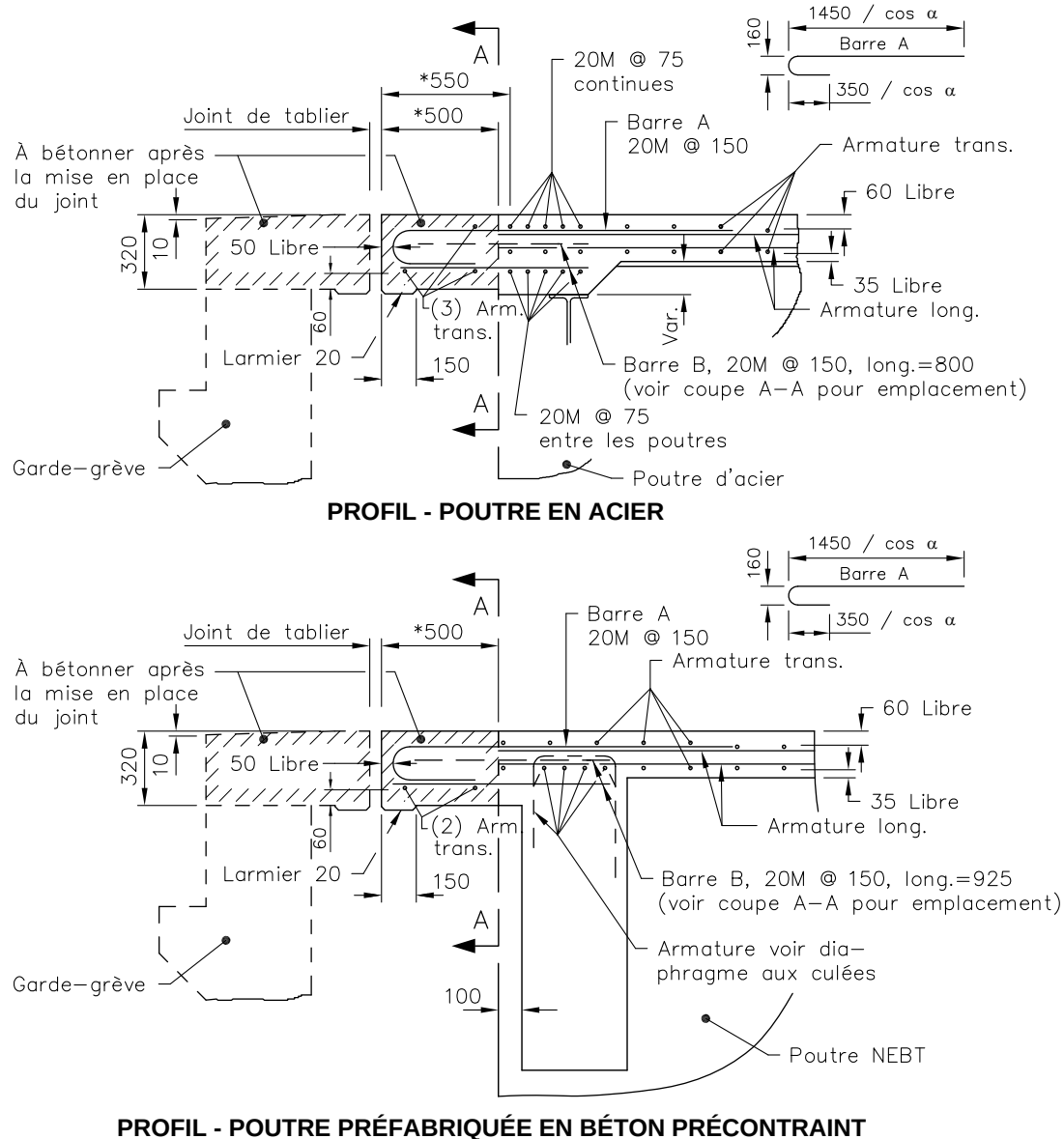


VUE EN PLAN

Note: - α = angle du biais pour pont avec biais.

- Les barres d'armature qui sont indiqués par un * correspondent à l'armature minimale qui doit être mise en place. Ces barres doivent être ajustées par le concepteur au besoin.

Figure 11.3-8 Culée-galerie (armature – suite 2)



Notes: - α = angle du biais pour pont avec biais.

- Les dimensions horizontales sont perpendiculaires à l'axe de la culée sauf celle indiquée par un * qui est dans l'axe longitudinal du pont.

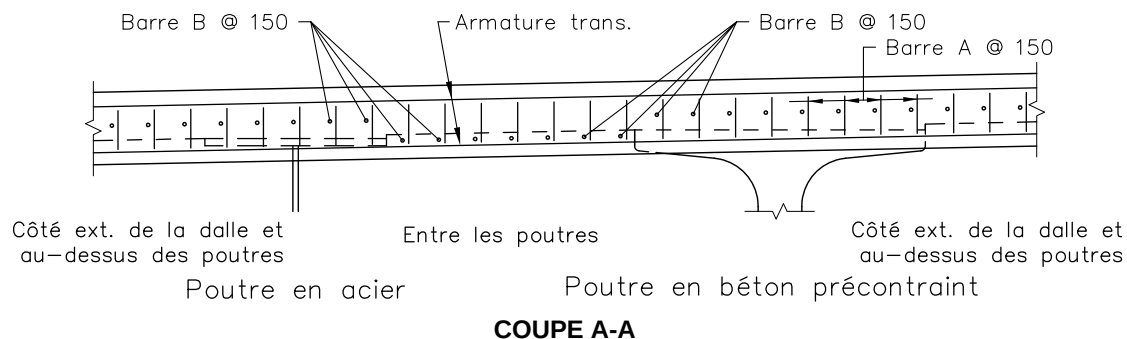
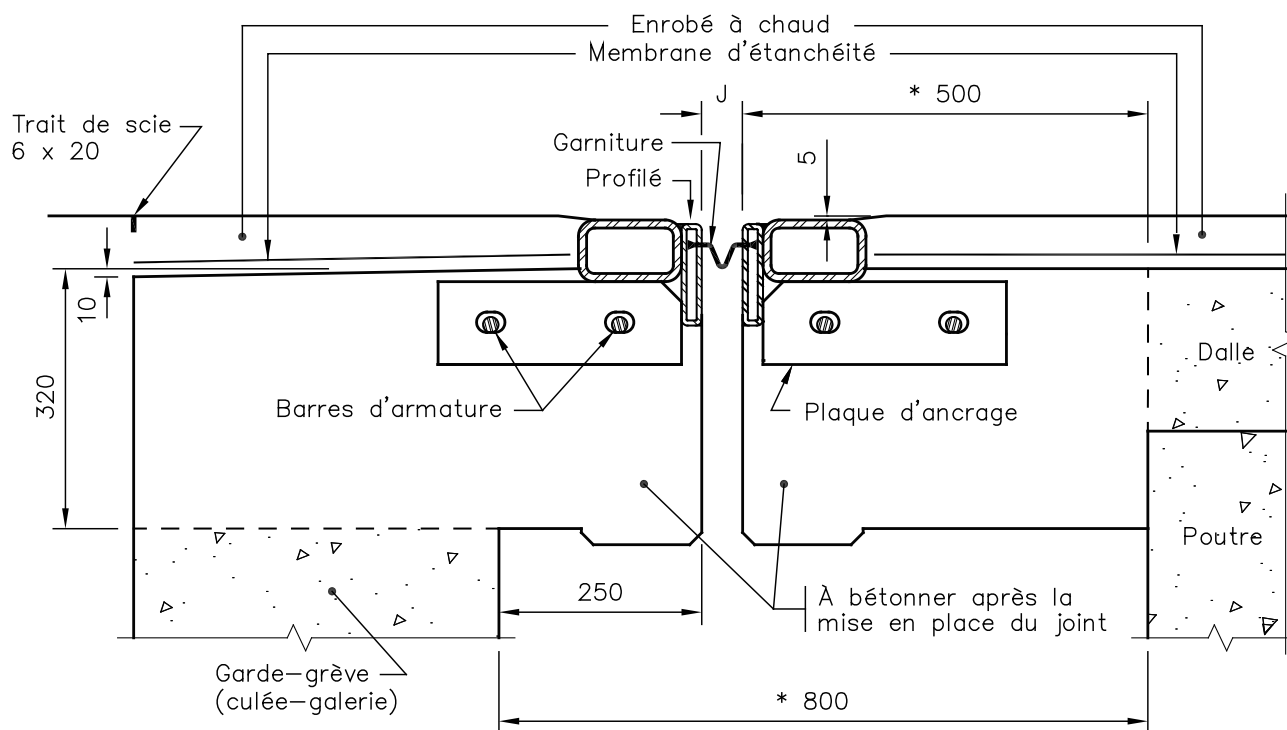


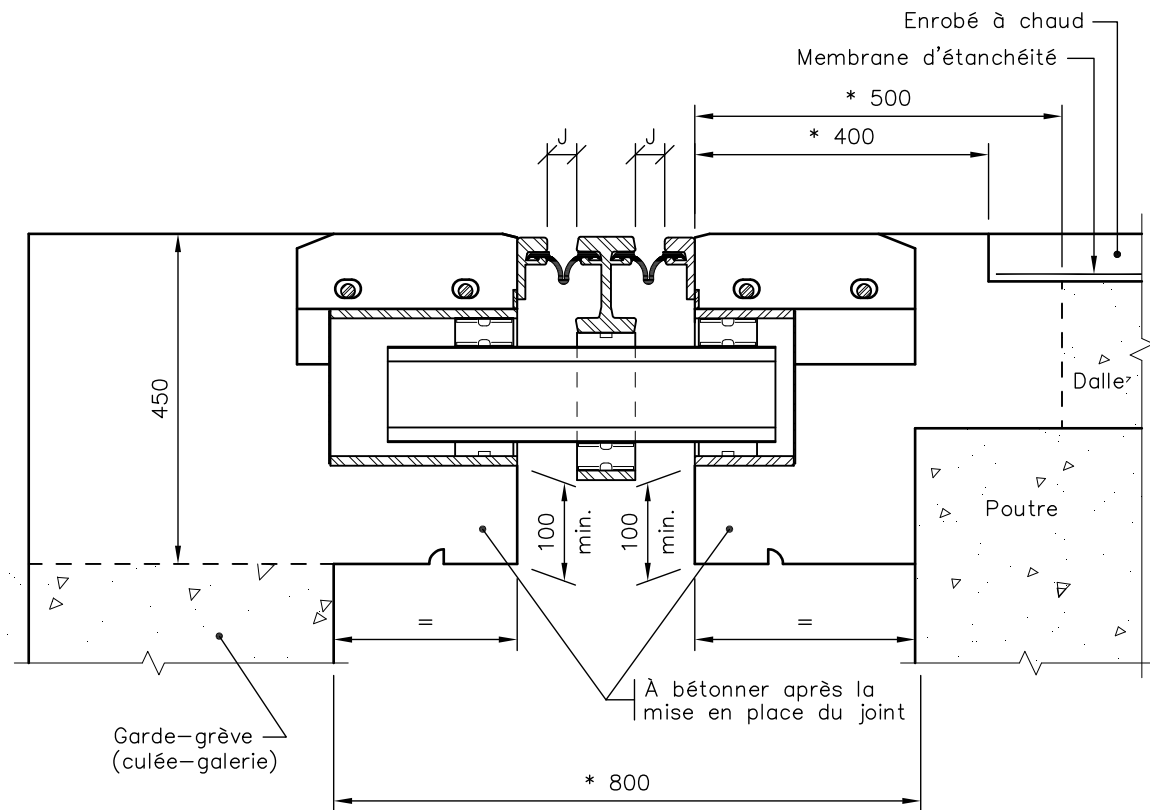
Figure 11.3-9 Détail de l'extrémité de la dalle avec joint de tablier



Notes :

- Ce joint permet un mouvement perpendiculaire variant de 0 à 100 mm.
- Voir le PLAN TYPE : «Joint de tablier à une garniture en élastomère».
- Les dimensions horizontales sont perpendiculaires à l'axe de la culée sauf celles indiquées par un * qui sont dans l'axe longitudinal du pont.

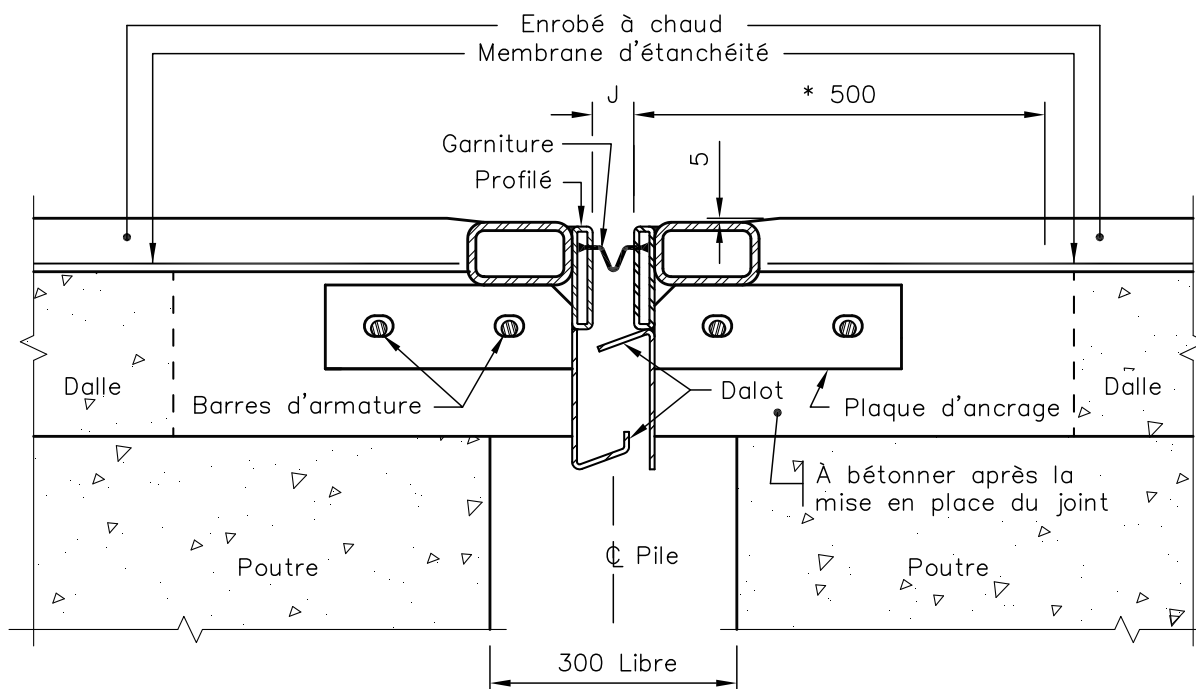
Figure 11.3-10 Joint de tablier à une garniture à une culée



Notes :

- Ce joint permet un mouvement perpendiculaire ($2 \times J$) ; J variant de 0 à 80 mm.
- Voir le PLAN TYPE " Joint de tablier à deux garnitures en élastomère ".
- Les dimensions horizontales sont perpendiculaires à l'axe de la culée sauf celles indiquées par un * qui sont dans l'axe longitudinal du pont.
- Le côté fixe du joint est localisé du côté de la dalle.
- L'armature de la dalle doit être mise en place de façon à éviter d'interférer avec les boîtes des barres de support montrées aux plans d'atelier du joint.

Figure 11.3-11 Joint de tablier à deux garnitures en élastomère à une culée



Notes :

- Ce joint permet un mouvement perpendiculaire variant de 0 à 100 mm.
- Voir le PLAN TYPE : «Joint de tablier à une garniture en élastomère et dalot».
- Les dimensions horizontales sont perpendiculaires à l'axe de la pile sauf celles indiquées par un * qui sont dans l'axe longitudinal du pont.

Figure 11.3-12 Joint de tablier à une garniture et dalot à une pile

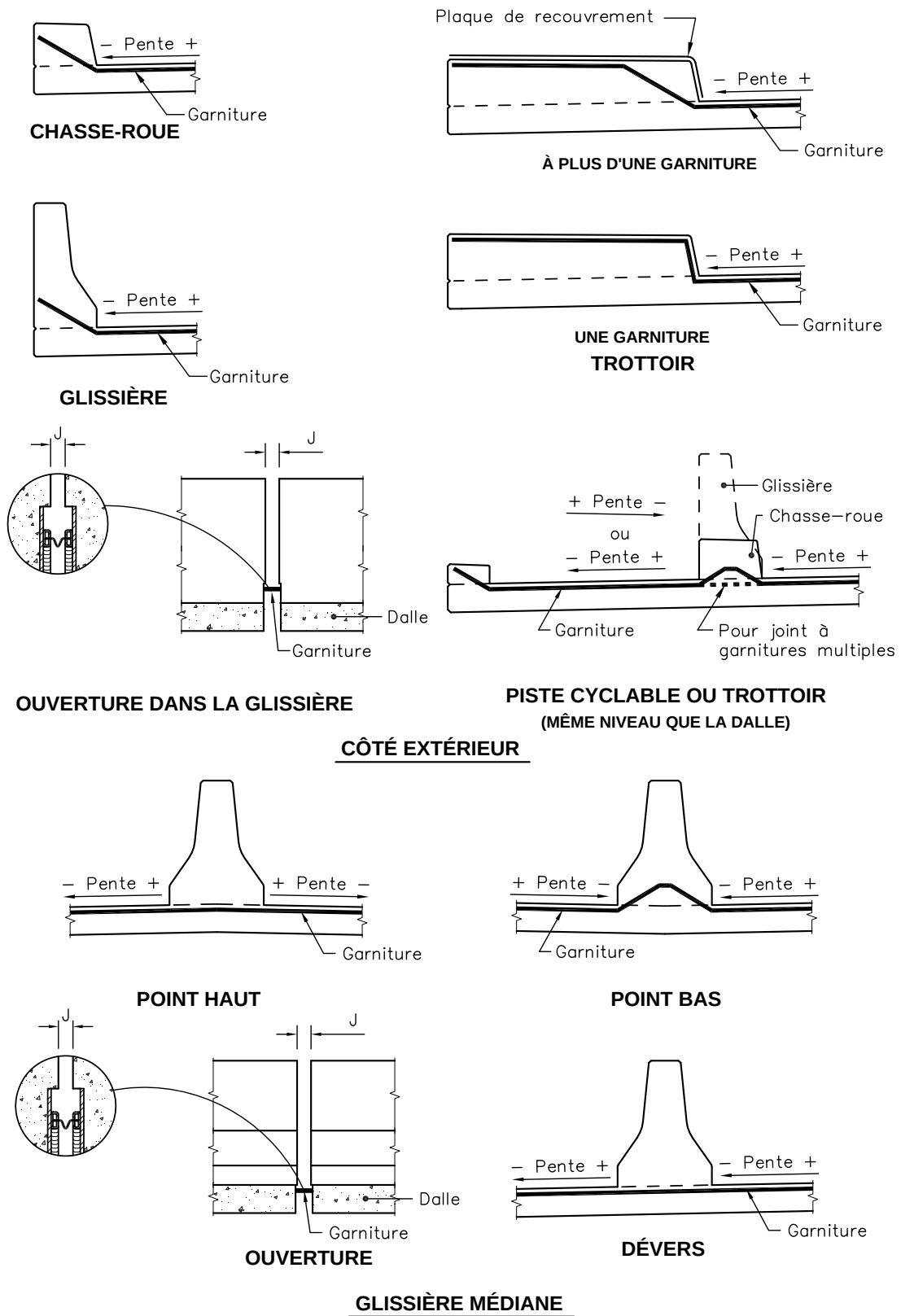


Figure 11.3-13 Profil de la garniture en élastomère

11.3.2 Joint longitudinal

Ce joint est utilisé dans l'axe longitudinal de deux ponts jumelés, entre les glissières en béton ou bandes centrales, pour assurer l'étanchéité et permettre des mouvements horizontaux et verticaux. Ce joint est formé d'une garniture enclenchée dans un profilé en acier (voir la figure 11.3-14). L'utilisation de ce type de joint doit être préalablement approuvée par la Direction générale des structures.

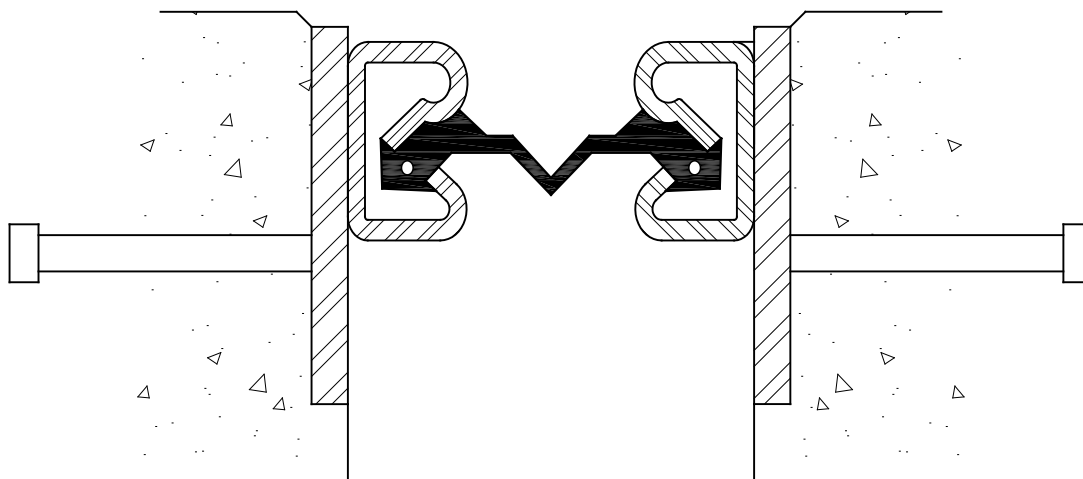


Figure 11.3-14 Joint longitudinal

11.3.3 Caractéristiques générales des joints de tablier

L'ouverture et le mouvement perpendiculaire des joints de tablier disponibles au Québec sont présentés au tableau 11.3-1.

Tableau 11.3-1 Ouverture et mouvement perpendiculaire

Modèle	Ouverture J *		Mouvement perpendiculaire par garniture (mm)	Figure
	min.	max.		
	(mm)			
Une garniture en élastomère	20	120	0 à 100	11.3-10; 11.3-12
Deux garnitures en élastomère	0	80	0 à 80	11.3-11

* Les ouvertures minimales et maximales empêchent la détérioration de la garniture qui pourrait être causée par une compression ou une tension excessive.

Les garnitures sont posées au chantier et les outils nécessaires à leur pose sont fournis à l'entrepreneur par le fabricant du joint. Pour un pont avec un trottoir ou pour tout joint modulaire (deux ou trois garnitures), la pose de la garniture est faite par le fabricant.

L'ouverture minimale requise pour la pose de la (ou des) garniture(s) sur le chantier est de 40 mm ou de 50 mm selon les différents modèles et fournisseurs de joints de tablier. Dans le tableau montré aux dessins types de joints de tablier, il faut prévoir cette ouverture (J) minimale à 15 °C pour une valeur de 40 mm. Si le fournisseur du joint qui a été retenu par l'entrepreneur exige une ouverture minimale d'installation différente de celle prévue aux plans de conception, les nouvelles ouvertures devront alors figurer sur le plan d'atelier du joint.

Cependant, si le concepteur prévoit la pose de la (ou des) garniture(s) par temps chaud, l'ouverture minimale doit être inscrite à 25 °C et le calcul du mouvement (δ) doit se faire à partir de 25 °C plutôt que 15 °C, comme il est décrit à la section 11.1.

11.3.4 Calcul d'un joint à garniture en élastomère

11.3.4.1 Exemple d'un joint de tablier sans biais

Voir l'article 11.1.9.2 « Exemple 2 ».

Dans cet exemple :

$$A = 9,56 \text{ mm}$$

$$R = 42,26 \text{ mm}$$

$$\delta = 51,82 \text{ mm}$$

Si l'on se réfère au tableau 11.3-1, un joint à une garniture en élastomère convient puisqu'il permet un mouvement perpendiculaire à la garniture de 100 mm. Dans cet exemple, la variation de longueur du tablier est égale au mouvement perpendiculaire du joint parce qu'il n'y a pas de biais $\delta = 51,82 \text{ mm}$.

Il faut vérifier les ouvertures minimales et maximales permises par la garniture. Le calcul sera fait en considérant une ouverture de 40 mm à 15 °C et en supposant que l'installation est faite à une température s'approchant de 15 °C.

$$\text{Ouverture min. : } 40 - 9,56 (A) = 30,44 > 20 \text{ mm (ouverture permise)}$$

$$\text{Ouverture max. : } 40 + 42,26 (R) = 82,26 \text{ mm} < 120 \text{ mm (ouverture permise)}$$

Si l'ouverture minimale ne satisfait pas à l'exigence d'ouverture permise pour le type de joint sélectionné, il faut d'abord augmenter au besoin l'ouverture à 15 °C afin d'atteindre l'ouverture permise et vérifier à nouveau les limites. Si l'ouverture maximale n'est toujours pas conforme à l'ouverture permise, il faut choisir un joint permettant un mouvement perpendiculaire plus grand et refaire le calcul.

L'ouverture (J) du joint en fonction des différentes températures de pose doit être indiquée sur le plan du joint avec les ouvertures minimales et maximales calculées pour les températures extrêmes.

Pour chaque variation (T) de 10 °C, la valeur suivante doit être ajoutée ou soustraite de la valeur de 40 mm à 15 °C.

$$\begin{aligned}\Delta 10 &= \alpha T L \\ &= 10 \times 10^{-6} \times 10 \times 40\,000 \text{ (voir note 1)} \\ &= 4,0 \text{ mm/10 } ^\circ\text{C}\end{aligned}$$

Note 1 : Dans le cas d'un pont avec tablier à poutres d'acier, la valeur de α deviendrait
 $= 11 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$

Le tableau 11.3-2 donne l'ouverture perpendiculaire (J) du joint en fonction des températures de pose.

Tableau 11.3-2 Ouverture du joint

Température de pose (°C)	Ouverture J (mm)
Max.	30,44
25	36
15	40
5	44
Min.	82,26

11.3.4.2 Exemple d'un joint de tablier avec biais

Le biais d'un joint de tablier est l'angle (β) que fait la perpendiculaire à l'axe longitudinal du pont avec l'axe du joint.

Voir l'article 11.1.9.1 « Exemple 1 » et la figure 11.3-1.

Dans cet exemple :

$$A = 10,06 \text{ mm}$$

$$R = 54,61 \text{ mm}$$

$$\delta = 64,67 \text{ mm}$$

En supposant que $\beta = 30^\circ$, il faut multiplier A, R et δ par le cosinus β pour déterminer les mouvements perpendiculaires au joint.

$$A \cos \beta = 10,06 \cos 30^\circ = 8,71 \text{ mm}$$

$$R \cos \beta = 54,61 \cos 30^\circ = 47,29 \text{ mm}$$

$$\delta \cos \beta = 64,67 \cos 30^\circ = 56,00 \text{ mm}$$

Si l'on se réfère au tableau 11.3-1, on voit qu'un joint à une garniture en élastomère convient puisqu'il permet un mouvement perpendiculaire à la garniture de 100 mm.

Il faut vérifier les ouvertures minimales et maximales permises par la garniture que l'on considère de 40 mm à 15 °C en supposant que l'installation est faite à une température s'approchant de 15 °C.

$$\text{Ouverture min. : } 40 - 8,71 (A \cos \beta) = 31,29 \text{ mm} > 20 \text{ mm (ouverture permise)}$$

$$\text{Ouverture max. : } 40 + 47,29 (R \cos \beta) = 87,29 \text{ mm} < 120 \text{ mm (ouverture permise)}$$

Si l'ouverture minimale ne satisfait pas à l'exigence d'ouverture permise pour le type de joint sélectionné, il faut d'abord augmenter au besoin l'ouverture à 15 °C afin d'atteindre l'ouverture permise et vérifier à nouveau les limites. Si l'ouverture maximale n'est toujours pas conforme à l'ouverture permise, il faut choisir un joint permettant un mouvement perpendiculaire plus grand et refaire le calcul.

L'ouverture (J) du joint en fonction des différentes températures de pose doit être indiquée sur le plan du joint, avec les ouvertures minimales et maximales calculées pour les températures extrêmes.

Pour chaque variation (T) de 10 °C, la valeur suivante doit être ajoutée ou soustraite de la valeur de 40 mm à 15 °C.

$$\begin{aligned} \Delta 10 &= \alpha T L \cos 30^\circ \\ &= 10 \times 10^{-6} \times 10 \times 51\,000 \times \cos 30^\circ \text{ (voir note 1)} \\ &= 4,41 \text{ mm/10 }^\circ\text{C} \end{aligned}$$

Note 1 : Dans le cas d'un pont avec tablier à poutres d'acier, la valeur de α deviendrait $= 11 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$

Le tableau 11.3-3 donne l'ouverture perpendiculaire (J) du joint (sans garniture) en fonction des températures de pose.

Tableau 11.3-3 Ouverture du joint

Température de pose (°C)	Ouverture J (mm)
Max.	31,29
25	36
15	40
5	44
Min.	87,29

CHAPITRE 12

DISPOSITIFS DE RETENUE ET SUPPORTS D'ÉQUIPEMENTS ROUTIERS

TABLE DES MATIÈRES

12.1	GÉNÉRALITÉS	12-1
12.2	DISPOSITIFS DE RETENUE	12-1
12.3	DISPOSITIFS DE RETENUE SUR UN MUR	12-16
12.4	SUPPORTS D'ÉQUIPEMENTS ROUTIERS	12-16

FIGURES

Figure 12.2-1	Chasse-roue	12-3
Figure 12.2-2	Bordure	12-4
Figure 12.2-3	Trottoir non séparé de la chaussée	12-5
Figure 12.2-4	Trottoir séparé de la chaussée avec glissière en acier	12-6
Figure 12.2-5	Trottoir séparé de la chaussée avec glissière en béton	12-7
Figure 12.2-6	Glissière en béton de type 201	12-8
Figure 12.2-7	Glissière en béton de type 201M	12-9
Figure 12.2-8	Glissière en béton de type 201ME	12-10
Figure 12.2-9	Glissière en béton de type 211B (sur trottoir non séparé de la chaussée)	12-11
Figure 12.2-10	Glissière en béton de type 301	12-12
Figure 12.2-11	Glissière en béton de type 301M	12-13
Figure 12.2-12	Glissière en béton de type 301ME	12-14
Figure 12.2-13	Glissière en béton de type 311B	12-15

Le texte des normes suivantes contient des exigences particulières ou des renseignements supplémentaires relatifs aux sujets traités dans le présent chapitre.

Tome III – Ouvrages d'art des normes du Ministère

Chapitre 2 Conception des ouvrages d'art

Section 2.12 Dispositifs de retenue et supports d'équipements routiers

Chapitre 6 Signalisation et éclairage

12.1 GÉNÉRALITÉS

La conception des dispositifs de retenue et des supports d'équipements routiers doit être conforme aux spécifications de la norme CAN/CSA-S6 « Code canadien sur le calcul des ponts routiers ».

12.2 DISPOSITIFS DE RETENUE

La détermination du niveau d'essai (*Test Level*) d'un dispositif de retenue sur un pont doit être réalisée selon les critères énoncés aux sections 12.2 « Définitions » et 12.4 « Dispositifs de retenue » de la norme CAN/CSA-S6.

L'espacement des poteaux doit, de manière générale, être conforme à celui qui est indiqué sur les plans types des glissières ou des garde-fous; en aucun cas on ne doit dépasser cette valeur.

Aux extrémités d'un pont, on peut rapprocher un ou deux poteaux en conservant un espacement au dixième de mètre près afin d'ajuster la longueur totale. Cependant, l'espacement entre deux poteaux ne doit pas être inférieur à la moitié de l'espacement normal des poteaux.

La distance entre les poteaux d'extrémités et le bout des murs en retour peut varier entre 250 et 800 mm, dans le cas d'une transition à l'approche de type TL-2, et entre 250 et 320 mm, dans le cas d'une transition à l'approche de type TL-3. Dans le cas de la glissière 311A, cette distance doit être de 800 à 1 200 mm. Sur un mur en retour, on doit prévoir un minimum de deux poteaux.

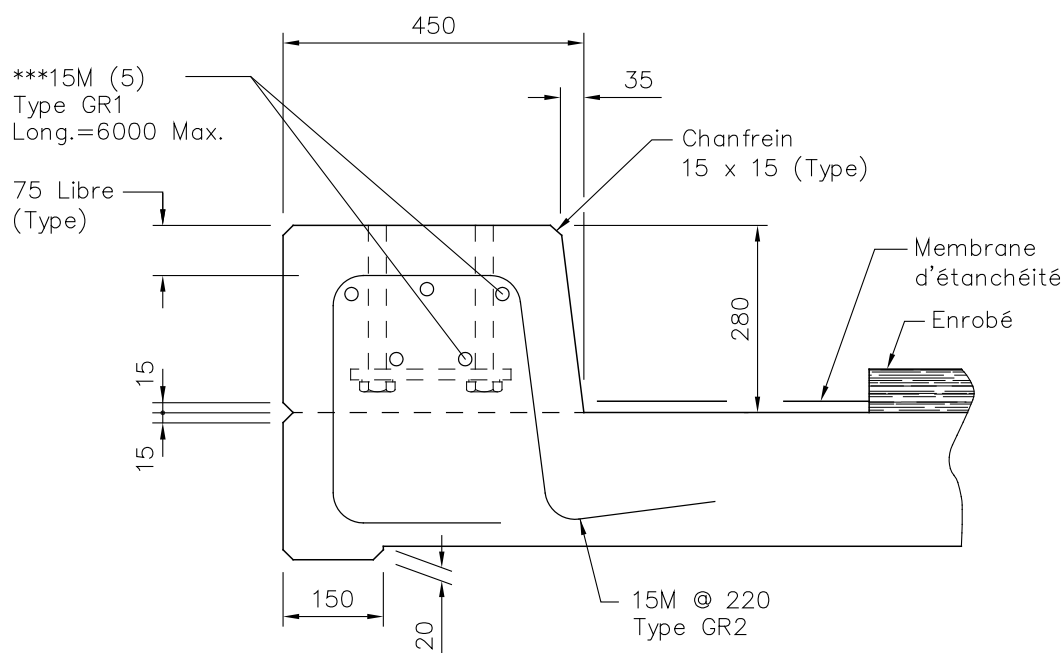
Pour un biais maximal de 30° , la distance entre un poteau et un joint de tablier ne doit pas être inférieure à 700 mm, et la distance entre un poteau et une discontinuité culée-tablier (joint dalle sur culée) ou un joint de contrôle dans une glissière 211B ou 311B ne doit pas être inférieure à 450 mm. Pour un biais excédant 30° , il faut s'assurer que la plaque à la base des poteaux soit à l'extérieur de ces joints.

Le joint de tablier est situé à $250 \text{ mm} / \cos\beta$ de la face du garde-grève, tandis que la discontinuité culée-tablier est située à une distance de $490 \text{ mm} / \cos\beta$ de la face du garde-grève, 490 mm étant l'épaisseur du garde-grève plus 40 mm pour l'excédent de la dalle et β l'angle du biais.

Les dispositifs de retenue sont installés sur les chasse-roues, les bordures, les trottoirs ou directement sur la dalle de tablier. Les figures 12.2-1 à 12.2-13 présentent les dimensions et le détail des armatures des chasse-roues, bordures, trottoirs et glissières en béton.

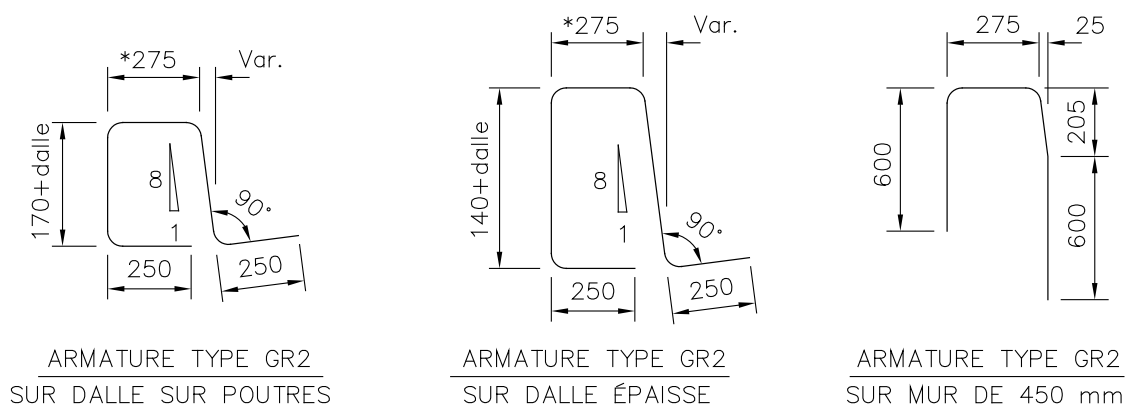
La zone d'intrusion représente l'espace occupé par la trajectoire d'un véhicule au moment d'une collision. Dans cet esprit, l'installation permanente d'accessoires (boîtes à fleurs, clôtures à neige, etc.) incorporés aux dispositifs de retenue sur les ponts d'étagement n'est pas recommandée en raison de la possibilité que des pièces soient projetées lors d'un impact, représentant un danger autant pour les usagers de la route de la voie supérieure que pour ceux de la voie inférieure. Pour obtenir de plus amples informations, on peut se référer au *Guide des glissières de sécurité et des glissières combinées pour les ponts* de l'Association des transports du Canada.

SURFACE = 0,123 m²



COUPE TYPE (Dalle sur poutres)

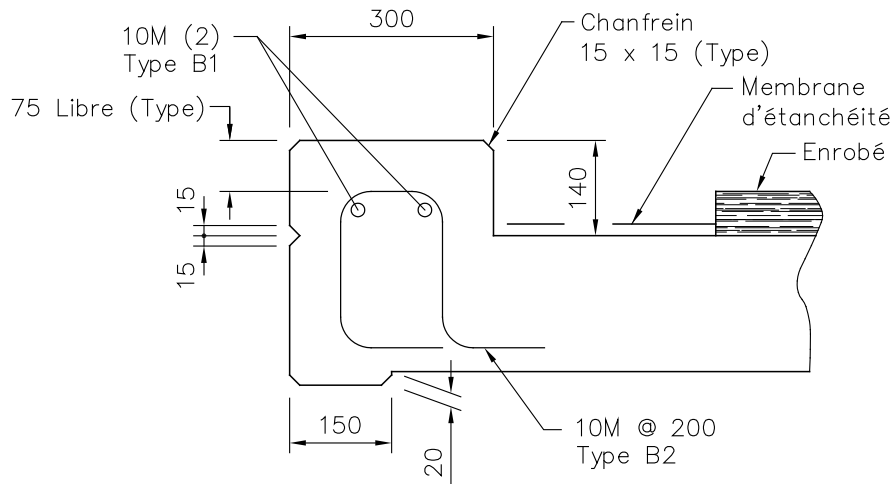
*** Ces barres doivent être posées après la mise en place des ancrages des poteaux de glissière.



* Si le pont est en biais, cette dimension devient 275/cos (biais du pont).

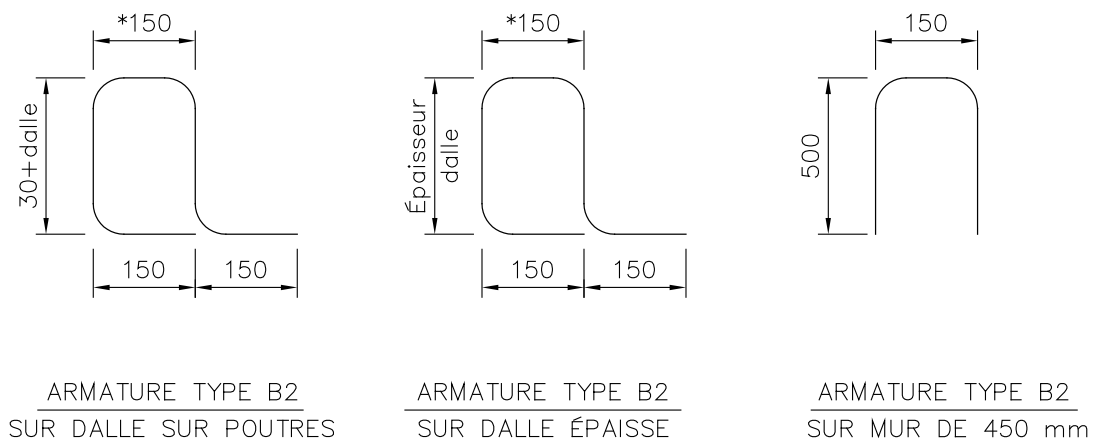
Figure 12.2-1 Chasse-roue

SURFACE = 0,043 m²



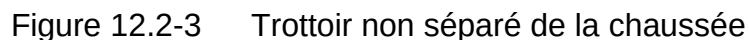
COUPE TYPE (Dalle sur poutres)

Note : La bordure doit être bétonnée en même temps que la dalle.

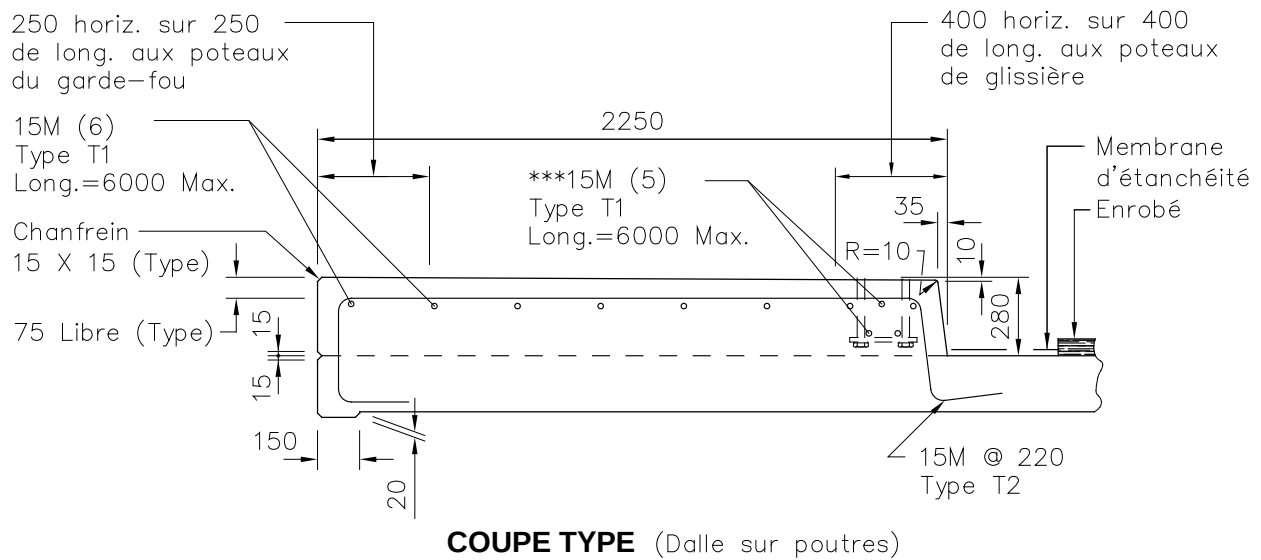


* Si le pont est en biais, cette dimension devient 150/cos (biais du pont).

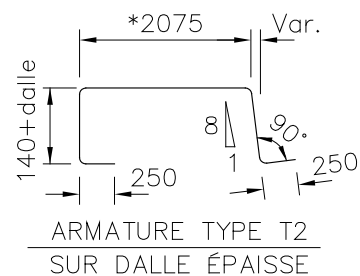
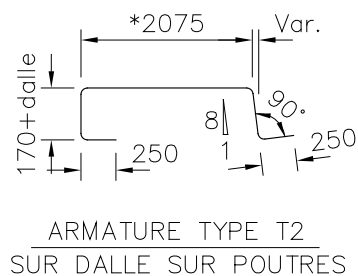
Figure 12.2-2 Bordure



SURFACE = 0,664 m²



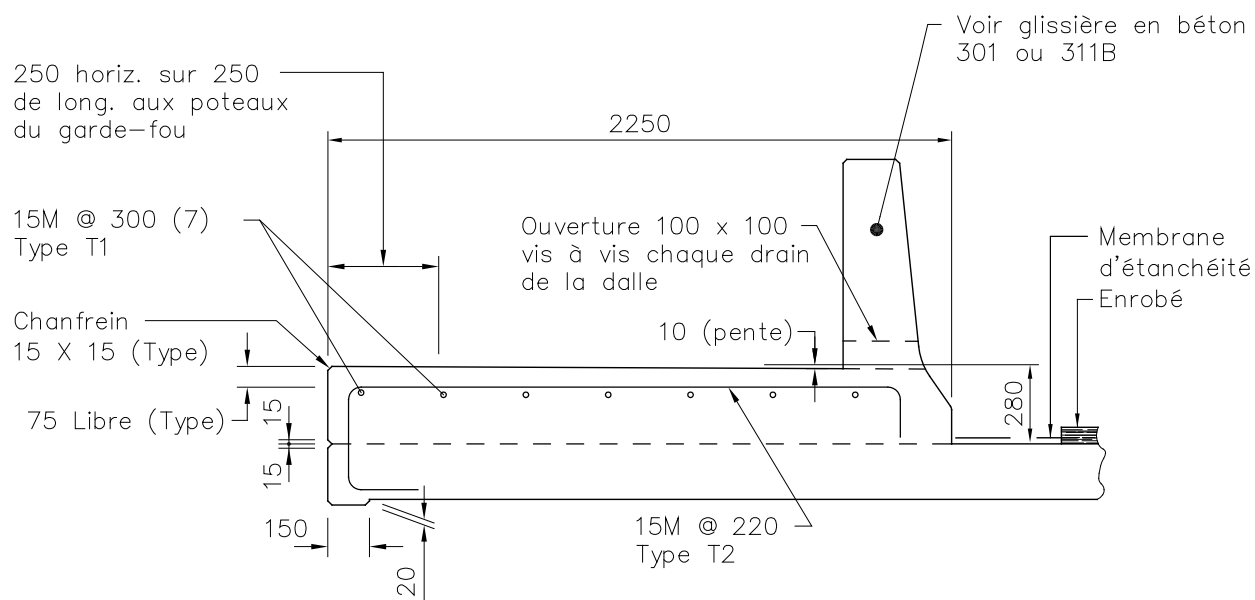
*** Ces barres doivent être posées après la mise en place des ancrages des poteaux de glissière.



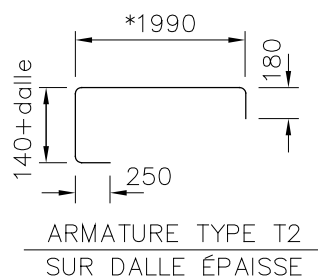
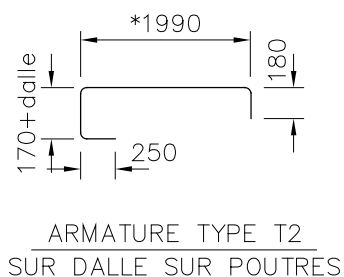
* Si le pont est en biais, cette dimension devient 2075/cos (biais du pont).

Figure 12.2-4 Trottoir séparé de la chaussée avec glissière en acier

SURFACE = 0,899 m² TROTTOIR ET GLISSIÈRE 301
0,852 m² TROTTOIR ET GLISSIÈRE 311B



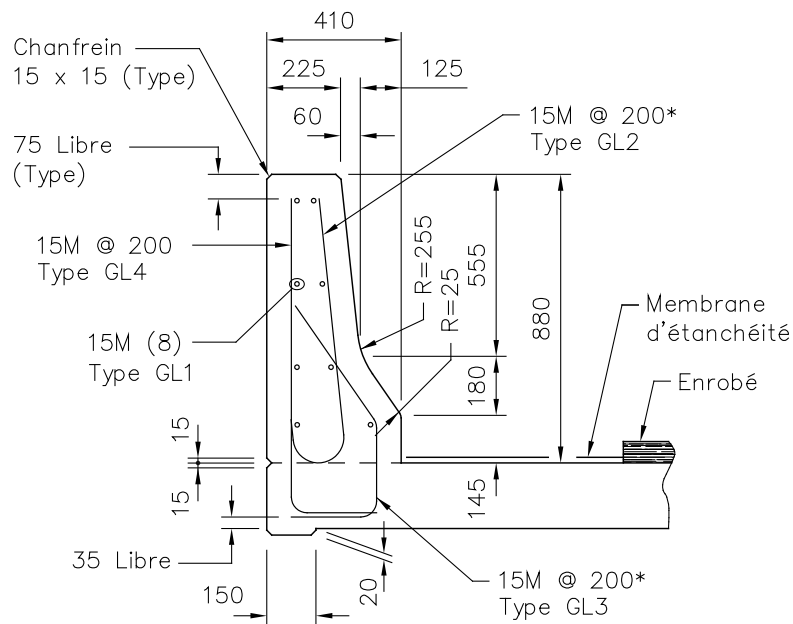
COUPE TYPE (Dalle sur poutres)



* Si le pont est en biais, cette dimension devient 1990/cos (biais du pont).

Figure 12.2-5 Trottoir séparé de la chaussée avec glissière en béton

SURFACE = 0,265 m²



COUPE TYPE (Dalle sur poutres)

* L'espacement est réduit à 100 mm sur 1 m de part et d'autre d'un joint dans la glissière ou d'un lampadaire encastré dans celle-ci et également sur 1 m aux extrémités.

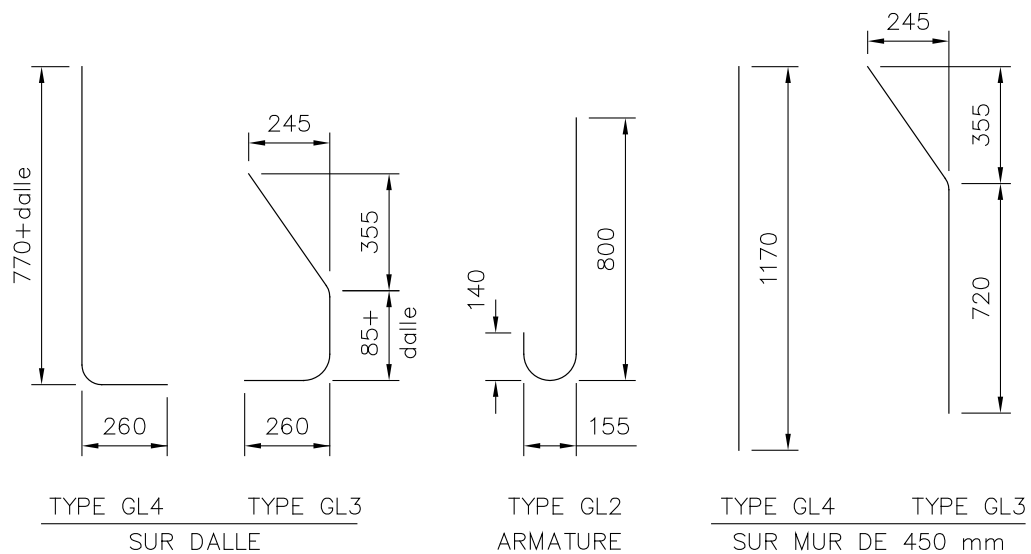
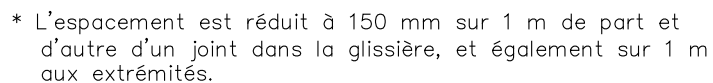
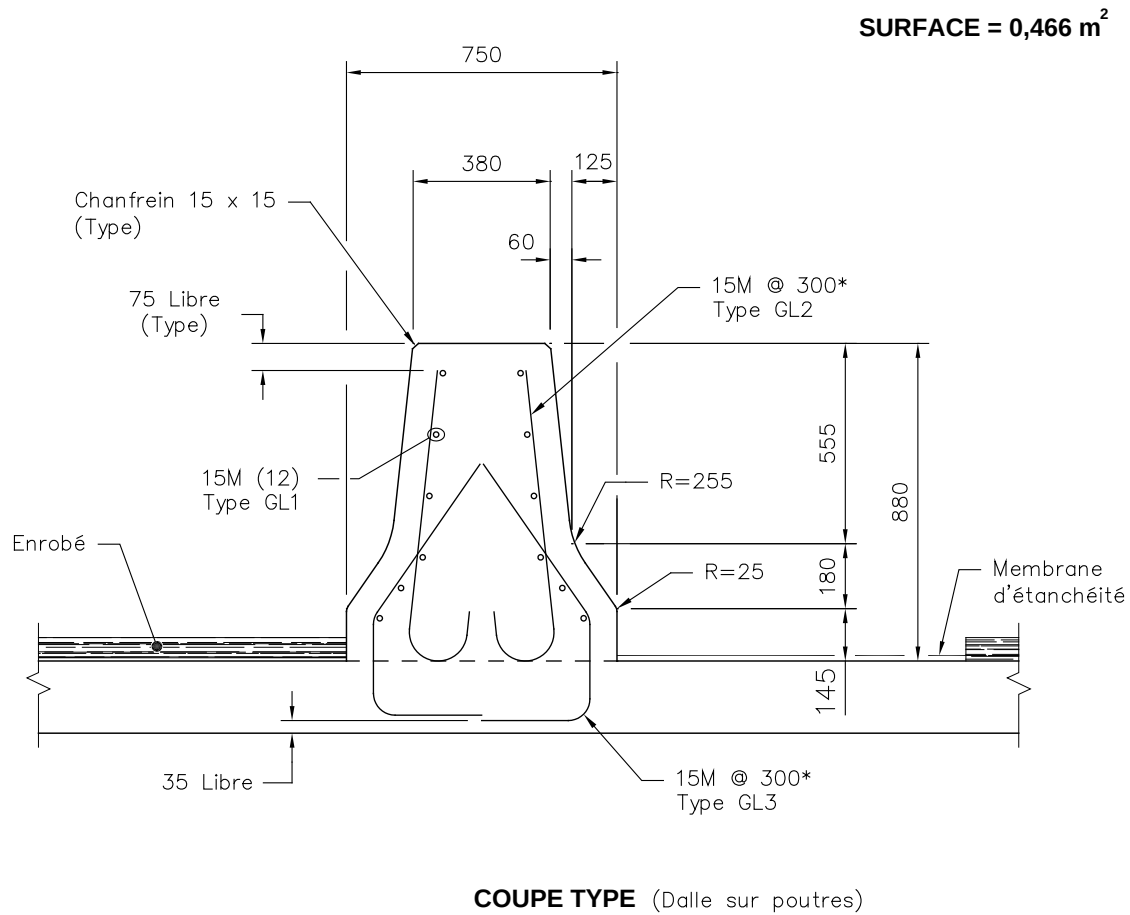


Figure 12.2-6 Glissière en béton de type 201





* L'espacement est réduit à 150 mm sur 1 m de part et d'autre d'un joint dans la glissière ou d'un lampadaire encastré dans celle-ci, et également sur 1 m aux extrémités.

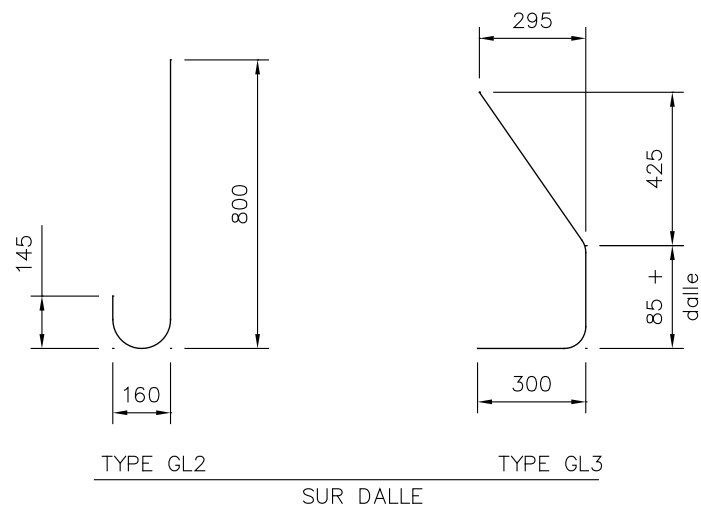
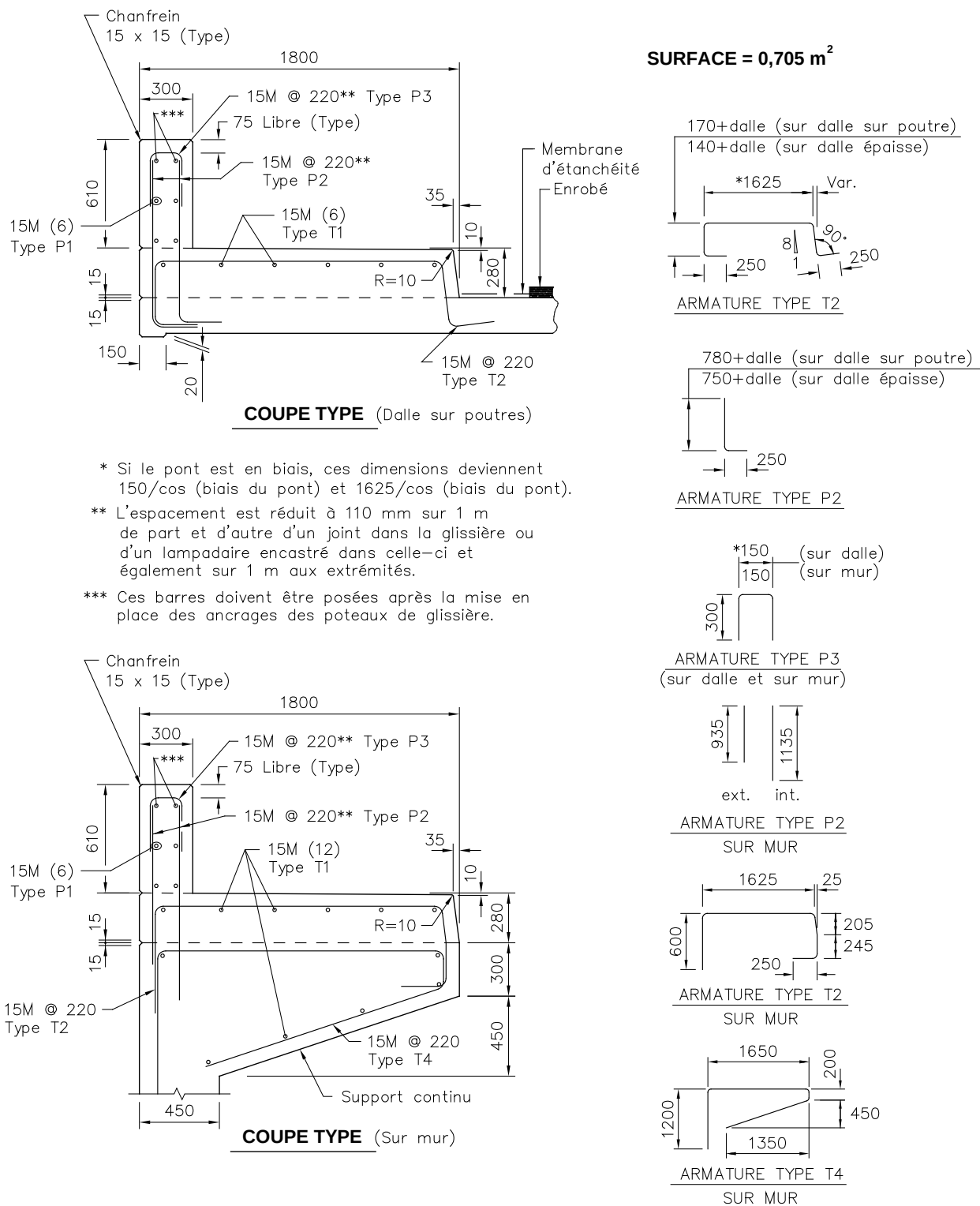
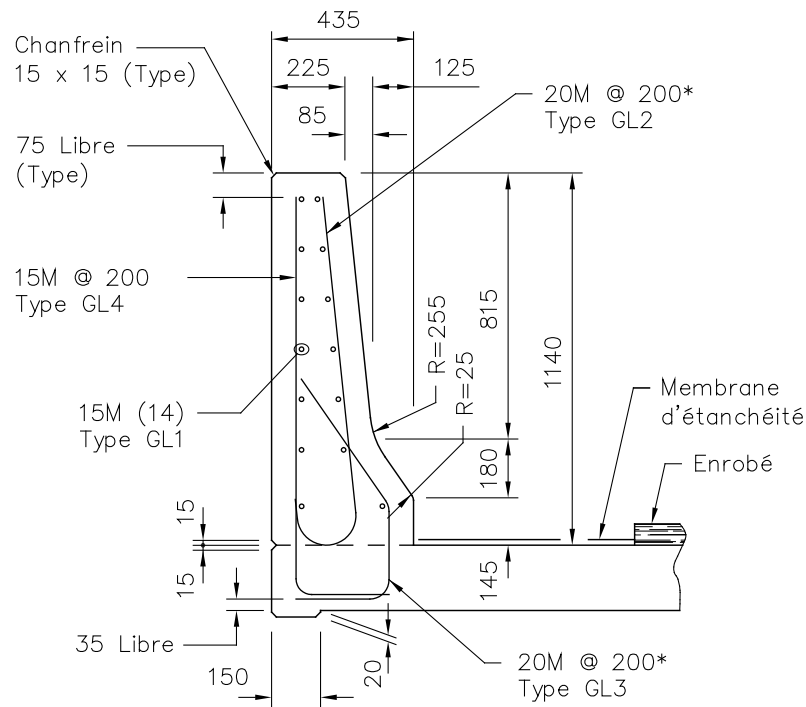


Figure 12.2-8 Glissière en béton de type 201ME



SURFACE = 0,350 m²



COUPE TYPE (Dalle sur poutres)

* L'espacement est réduit à 100 mm sur 1 m de part et d'autre d'un joint dans la glissière ou d'un lampadaire encastré dans celle-ci et également sur 1 m aux extrémités.

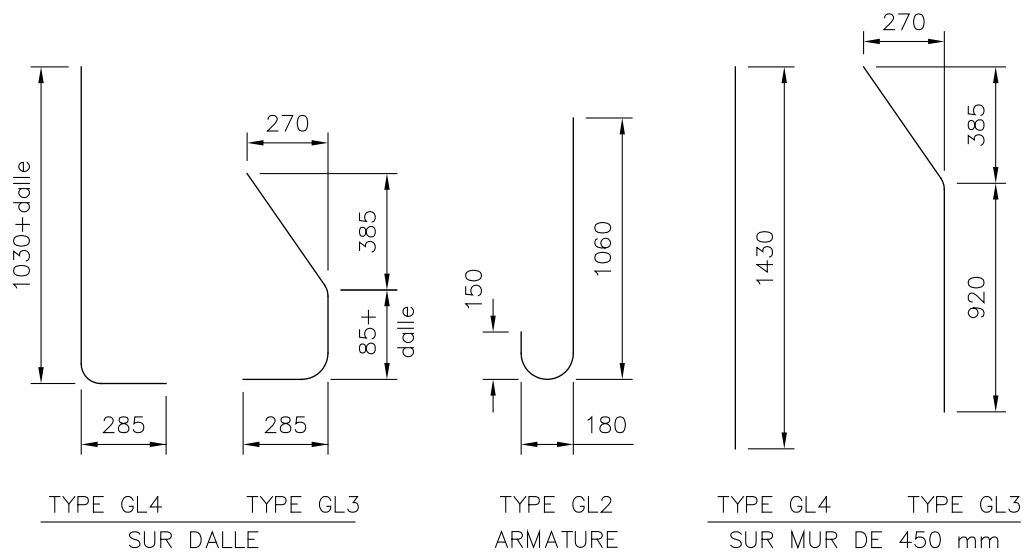
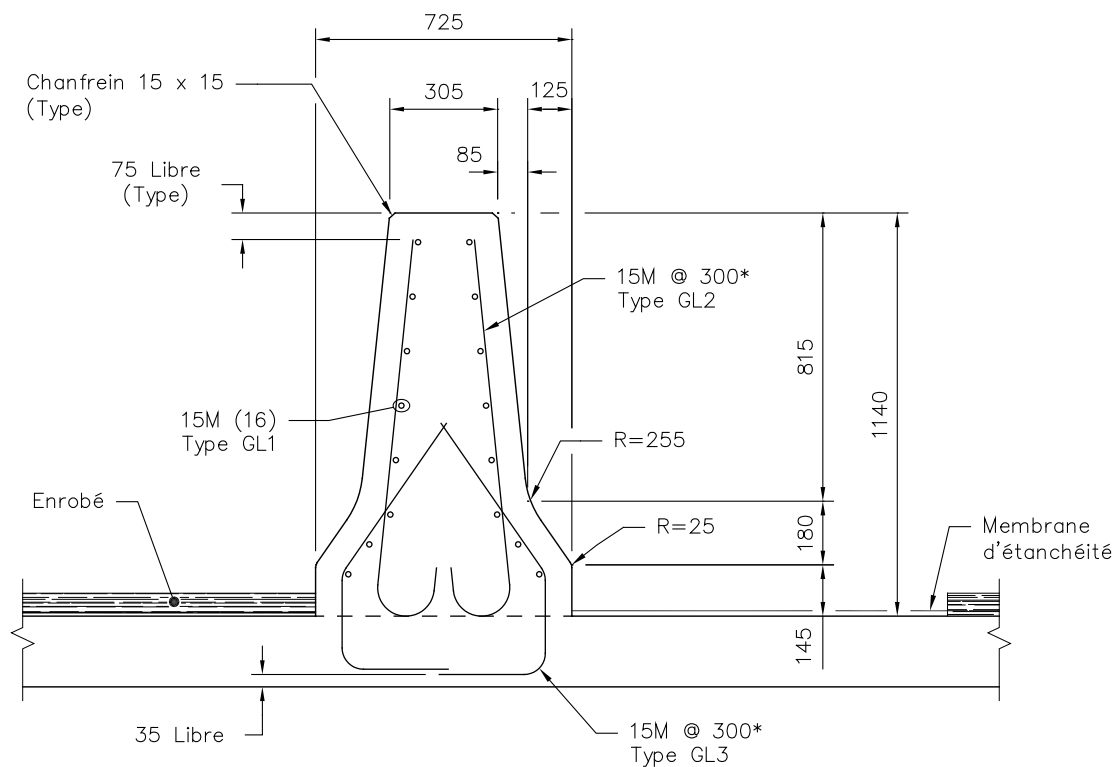


Figure 12.2-10 Glissière en béton de type 301

SURFACE = 0,531 m²



COUPE TYPE (Dalle sur poutres)

* L'espacement est réduit à 150 mm sur 1 m de part et d'autre d'un joint dans la glissière, et également sur 1 m aux extrémités.

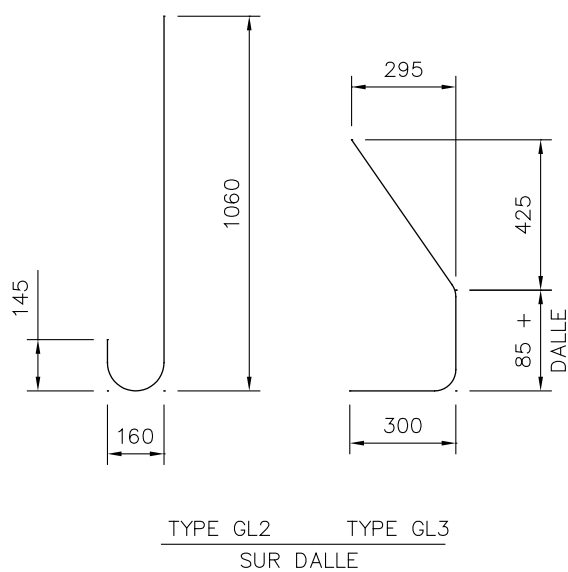
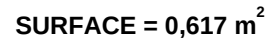


Figure 12.2-11 Glissière en béton de type 301M

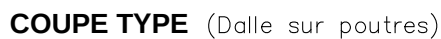


COUPE TYPE (Dalle sur poutres)

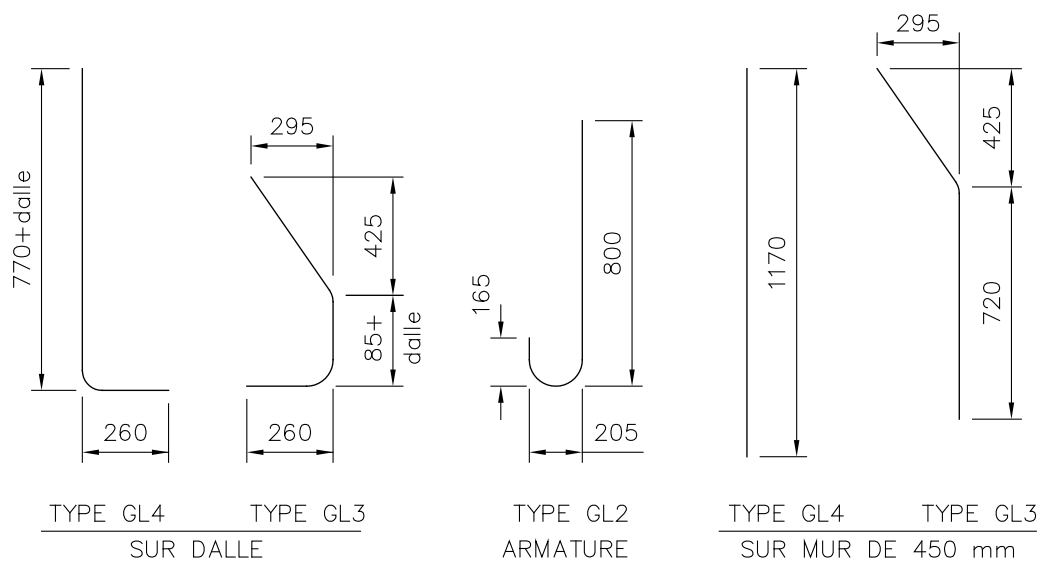
* L'espacement est réduit à 150 mm sur 1 m de part et d'autre d'un joint dans la glissière ou d'un lampadaire encastré dans celle-ci et également sur 1 m aux extrémités.



Figure 12.2-12 Glissière en béton de type 301ME



*** Ces barres doivent être posées après la mise en place des ancrages des poteaux de glissière.



12-15

12.3 DISPOSITIFS DE RETENUE SUR UN MUR

De façon générale, les dispositifs de retenue sur les murs devraient suivre les spécifications suivantes :

Mur à l'approche d'un pont

Mur en retour

Le dispositif de retenue sur un mur en retour doit être du même type que celui prévu sur le côté attenant du tablier du pont.

Mur en aile

Lorsque l'axe d'un mur à l'approche d'un pont n'est pas parallèle à l'axe de la chaussée, on doit prolonger la glissière semi-rigide de la route jusqu'au dispositif de retenue prévu sur le tablier du pont. Dans ce cas, il n'est généralement pas requis de prévoir un dispositif de retenue sur le mur.

Mur non relié à un pont

On doit prévoir l'installation d'une glissière semi-rigide entre le bord de l'accotement et l'arrière du mur lorsque cet espace le permet. Dans les autres cas, on doit aménager un dispositif de retenue directement en tête du mur. Suivant les besoins du projet, celui-ci doit être sélectionné parmi ceux figurant au tableau 2.12-1 « Choix d'un dispositif de retenue » du *Tome III – Ouvrages d'art* des normes du Ministère.

12.4 SUPPORTS D'ÉQUIPEMENTS ROUTIERS

La conception des supports d'équipements routiers doit respecter les prescriptions du *Manuel des structures de signalisation, d'éclairage et de signaux lumineux*.

CHAPITRE 13

PONTS ROUTIERS MOBILES

TABLE DES MATIÈRES

13.1	PONTS ROUTIERS MOBILES	13-1

Le texte des normes suivantes contient des exigences particulières ou des renseignements supplémentaires relatifs aux sujets traités dans le présent chapitre.

Tome III – Ouvrages d'art des normes du Ministère

Chapitre 2 Conception des ouvrages d'art
Section 2.13 Ponts routiers mobiles

13.1 PONTS ROUTIERS MOBILES

La conception des ponts routiers mobiles doit être conforme aux spécifications de la norme CAN/CSA-S6 « Code canadien sur le calcul des ponts routiers ».

CHAPITRE 14

ÉVALUATION

TABLE DES MATIÈRES

14.1	ÉVALUATION	14-1

Le texte des normes suivantes contient des exigences particulières ou des renseignements supplémentaires relatifs aux sujets traités dans le présent chapitre.

Tome III – Ouvrages d'art des normes du Ministère

Chapitre 2 Conception des ouvrages d'art
Section 2.14 Évaluation

Chapitre 7 Inventaire, inspection, évaluation et entretien

14.1 ÉVALUATION

L'évaluation d'un pont doit être effectuée en suivant, par ordre de priorité, les prescriptions du *Manuel d'évaluation de la capacité portante des ponts* et de la norme CAN/CSA-S6 « Code canadien sur le calcul des ponts routiers ».

CHAPITRE 15

RÉFECTION

TABLE DES MATIÈRES

15.1	GÉNÉRALITÉS	15-1
15.2	REMPLACEMENT DU TABLIER D'UN PONT	15-1
15.3	RENFORCEMENT	15-1

Le texte des normes suivantes contient des exigences particulières ou des renseignements supplémentaires relatifs aux sujets traités dans le présent chapitre.

Tome III – Ouvrages d'art des normes du Ministère

Chapitre 2 Conception des ouvrages d'art
Section 2.15 Réfection

15.1 GÉNÉRALITÉS

La réfection des ouvrages doit être conforme aux spécifications de la norme CAN/CSA-S6 « Code canadien sur le calcul des ponts routiers ».à

15.2 REMPLACEMENT DU TABLIER D'UN PONT

Le remplacement du tablier d'un pont doit satisfaire aux exigences des nouveaux ponts pour des routes de classe A définies au tableau 10.6 « Débit journalier moyen des camions » de la norme CAN/CSA S6.

Dans le cas d'un pont au-dessus d'un cours d'eau, un avis hydraulique doit être demandé afin de valider l'ouverture et le soffite du nouveau tablier.

15.3 RENFORCEMENT

Lors du renforcement d'un pont, lorsqu'il n'est pas possible d'atteindre la capacité correspondant à une circulation normale non restreinte après les travaux sur le pont, la fraction de camion utilisée pour la surcharge (affichage) est déterminée par le Ministère.

CHAPITRE 16

OUVRAGES AVEC POLYMÈRES RENFORCÉS DE FIBRES

TABLE DES MATIÈRES

16.1	GÉNÉRALITÉS	16-1
16.2	CONCEPTION	16-1
16.3	DALLE DE TABLIER EN BÉTON ARMÉ (Dalle sur poutres)	16-1
16.4	DISPOSITIFS DE RETENUE EN BÉTON ARMÉ	16-6

FIGURES

Figure 16.3-1	Disposition de l'armature	16-2
Figure 16.3-2	Détails de l'extrémité de la dalle avec joint de tablier	16-3
Figure 16.3-3	Détails de l'extrémité de la dalle sans joint de tablier	16-4
Figure 16.3-4	Bordereaux d'armature en matériaux composites	16-5
Figure 16.4-1	Glissière 201 en béton renforcée à l'aide d'armatures en matériaux composites	16-7
Figure 16.4-2	Glissière 201M en béton renforcée à l'aide d'armatures en matériaux composites	16-8
Figure 16.4-3	Glissière 301 en béton renforcée à l'aide d'armatures en matériaux composites	16-9
Figure 16.4-4	Glissière 301M en béton renforcée à l'aide d'armatures en matériaux composites	16-10
Figure 16.4-5	Glissière 311B en béton renforcée à l'aide d'armatures en matériaux composites	16-11

Le texte des normes suivantes contient des exigences particulières ou des renseignements supplémentaires relatifs aux sujets traités dans le présent chapitre.

Tome III – Ouvrages d'art des normes du Ministère

Chapitre 2 Conception des ouvrages d'art
Section 2.16 Ouvrages renforcés de fibres

16.1 GÉNÉRALITÉS

Tout projet touchant la réalisation d'ouvrages renforcés de fibres exige l'approbation préalable de la Direction générale des structures.

16.2 CONCEPTION

En complément à la norme CAN/CSA-S6 « Code canadien sur le calcul des ponts routiers », des manuels de conception ont été élaborés pour l'application de polymères renforcés de fibres dans les ponts neufs et les ponts existants. Ces manuels présentent les équations fondamentales, les méthodologies et des études de cas pour illustrer l'application des procédés.

Pour les ponts neufs, le manuel est le suivant :

- *Renforcement des structures en béton à l'aide de polymères renforcés de fibres (PRF).*

Pour les ponts existants, le manuel est le suivant :

- *Renforcement des structures en béton armé à l'aide de polymères renforcés de fibres (PRF) encollés à l'extérieur.*

Ces manuels proviennent de l'organisme ISIS Canada (Innovations en structures avec systèmes de détection intégrés).

16.3 DALLE DE TABLIER EN BÉTON ARMÉ (DALLE SUR POUTRES)

Pour certains projets où de l'armature en acier galvanisé est requise à l'intérieur d'une dalle de tablier (voir le tableau 2.8-2 « Parties d'ouvrages avec barres d'armature galvanisées » du *Tome III – Ouvrages d'art* des normes du Ministère), celle-ci peut être remplacée par de l'armature en matériaux composites pour les nappes d'armatures supérieures transversales et longitudinales seulement (voir la figure 16.3.1). La détermination du patron d'armature en matériaux composites pour les nappes d'armatures supérieures doit être effectuée par la Direction générale des structures, au cas par cas, selon les caractéristiques particulières du projet étudié.

Le remplacement de l'armature en acier galvanisé par de l'armature en matériaux composites doit être strictement réservé aux ponts à une seule travée qui ne sont pas situés sur le Réseau stratégique en soutien au commerce extérieur.

Les nappes d'armatures inférieures transversales et longitudinales doivent être en acier galvanisé et leur patron d'armature doit être déterminé selon les modalités prévues à l'article 8.2 du présent manuel, à l'aide de la méthode élastique de calcul. De même,

l'armature principale requise au détail de l'extrémité de dalle avec joint de tablier (voir figure 16.3-2) doit être en acier galvanisé, pour permettre le remplacement plus aisé du joint de tablier, sans endommager l'armature. Lorsqu'un joint n'est pas nécessaire à une culée (voir la section 11.3), la dalle est prolongée au-dessus du garde-grève (voir les figures 11.3-2, 11.3-3 et 16.3-3).

Les armatures en matériaux composites doivent être en polymères renforcés de fibres de verre. Étant donné leur masse volumique relativement faible, il est plus approprié de préparer un bordereau d'armature indépendant de celui requis pour les armatures en acier, à l'intérieur duquel les armatures sont quantifiées en mètres linéaires. Un exemple de ce bordereau est présenté à la figure 16.3-4.

Avant de préparer un projet faisant appel à l'utilisation d'armature en matériaux composites, il faut consulter la Direction générale des structures pour obtenir de plus amples informations concernant les exigences techniques et de contrôle de la qualité, ainsi que pour obtenir les informations à inclure aux plans et devis.

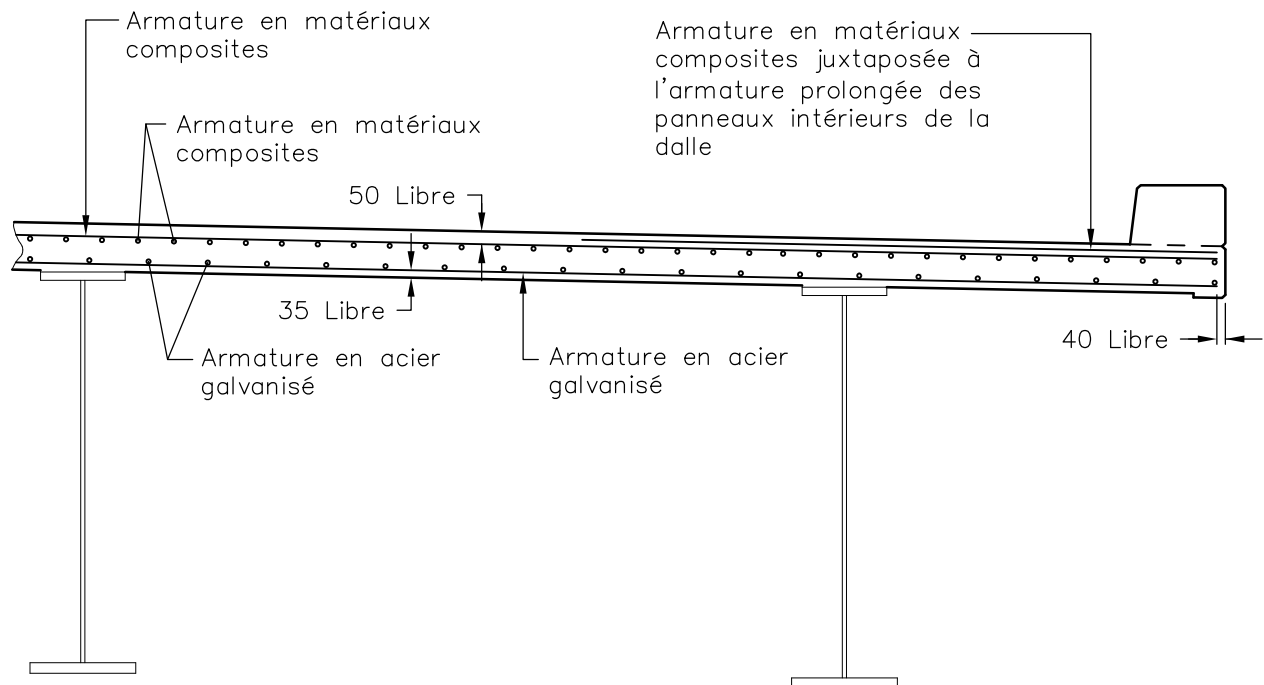
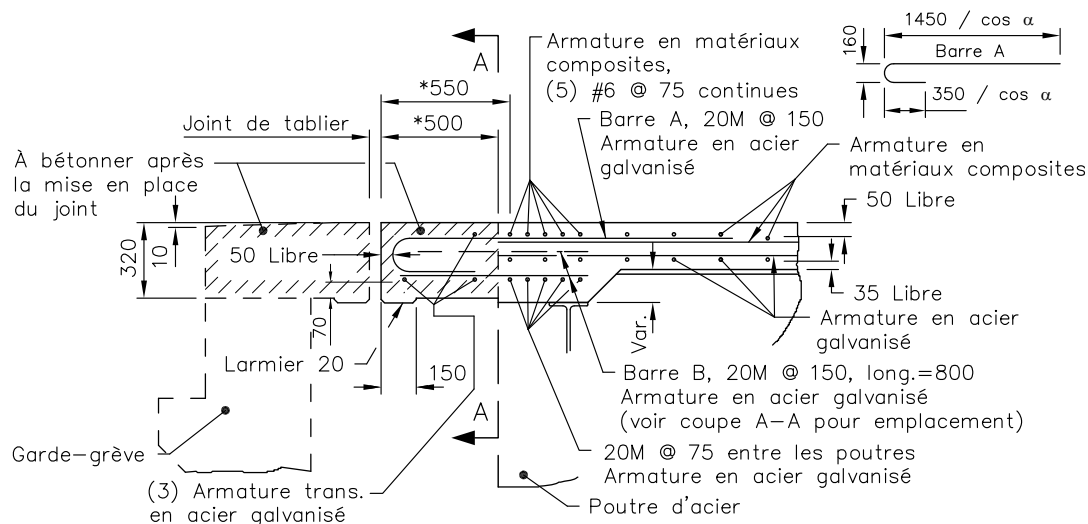
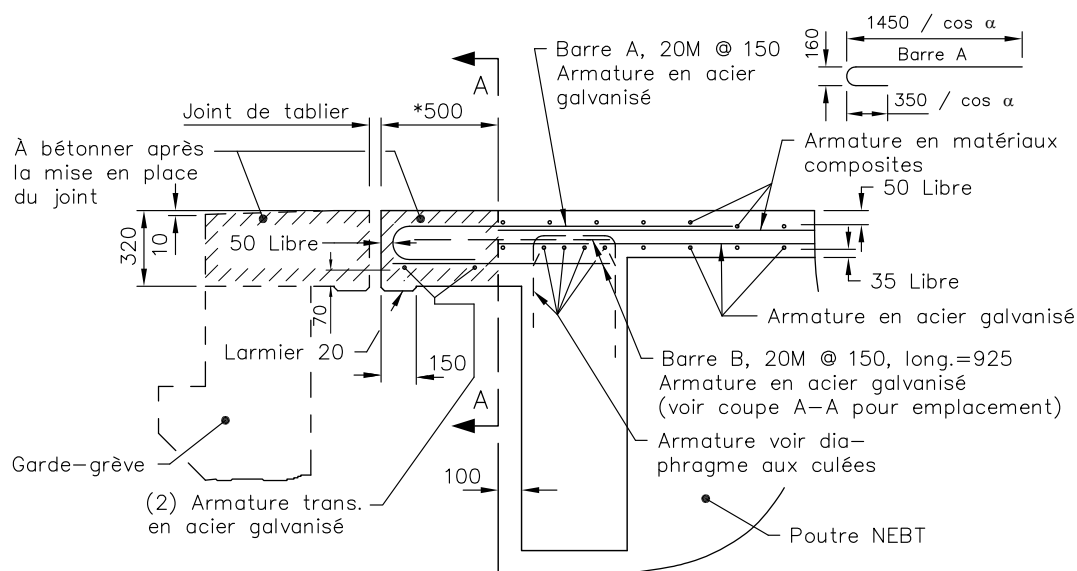


Figure 16.3-1 Disposition de l'armature

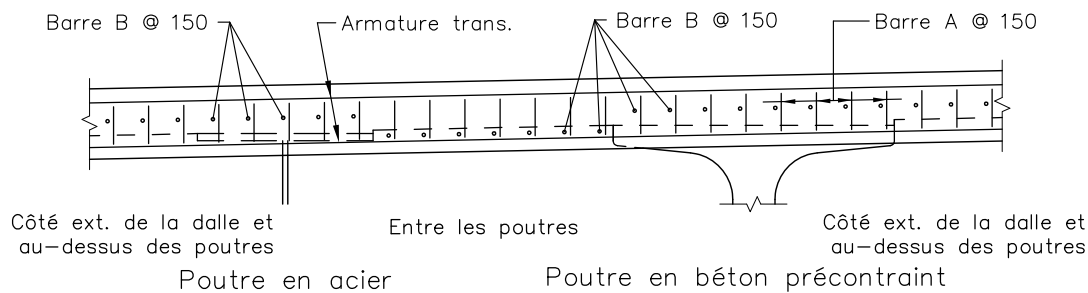


PROFIL - POUTRE EN ACIER



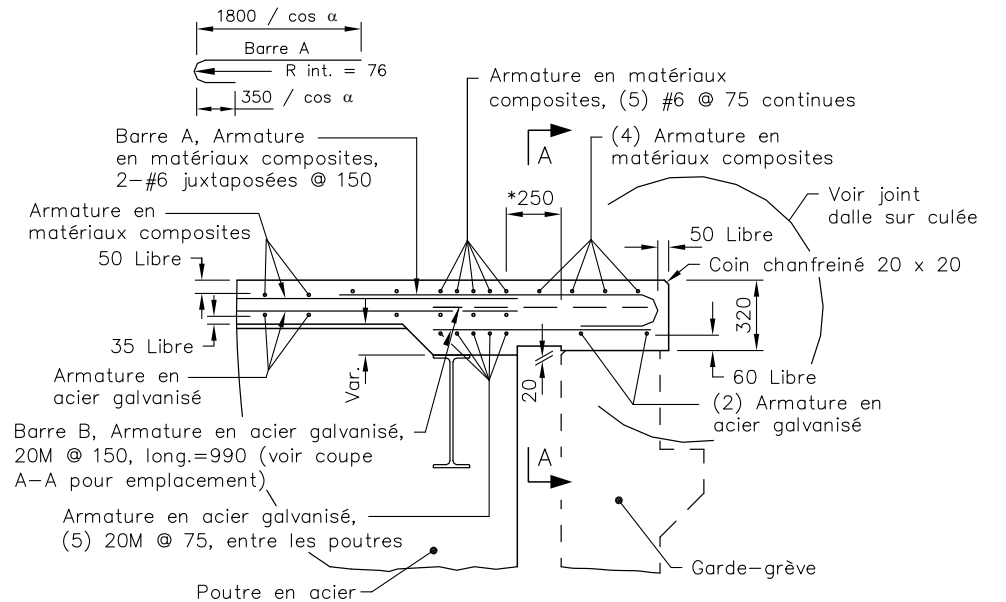
PROFIL - POUTRE PRÉFABRIQUÉE EN BÉTON PRÉCONTRAINT

- Notes: — α = angle du biais pour pont avec biais.
— Les dimensions horizontales sont perpendiculaires à l'axe de la culée sauf celle indiquée par un * qui est dans l'axe longitudinal du pont.

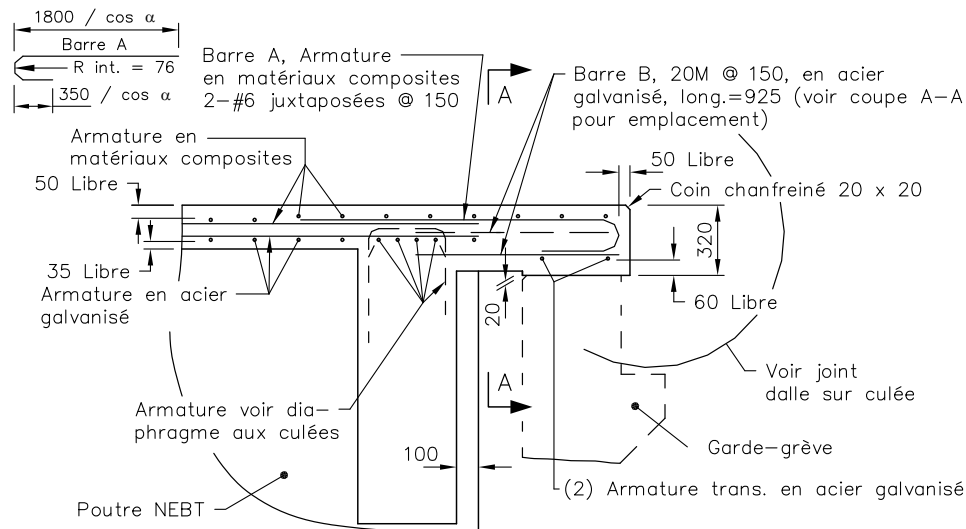


COUPE A-A

Figure 16.3-2 Détails de l'extrémité de la dalle avec joint de tablier

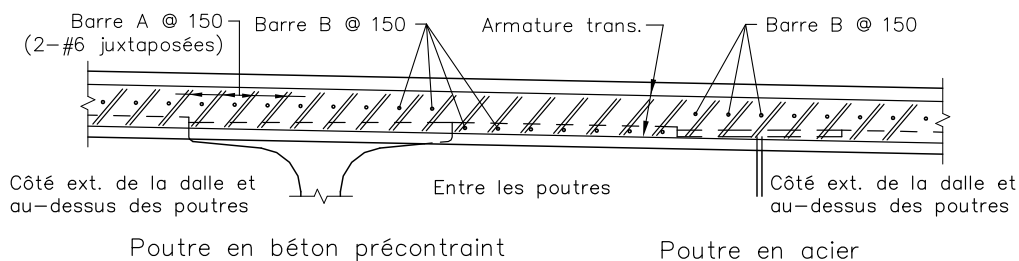


PROFIL - POUTRE EN ACIER



PROFIL - POUTRE PRÉFABRIQUÉE EN BÉTON PRÉCONTRAIT

Notes: - α = angle du biais pour pont avec biais.
- Les dimensions horizontales sont perpendiculaires à l'axe de la culée sauf celle indiquée par un * qui est dans l'axe longitudinal du pont.



COUPE A-A

Figure 16.3-3 Détails de l'extrémité de la dalle sans joint de tablier

BORDEREAU D'ARMATURE EN MATÉRIAUX COMPOSITES								
IDENTIF.	TYPE	A	B	C	LONGUEUR (mm)	NO	NOMBRE	LONGUEUR (mm)
	60					#4		
	60					#5		
	61					#5		
ARMATURE EN MATÉRIAUX COMPOSITES						TOTAL =		m. lin.
ARMATURE DROITE FIBRES DE VERRE #4						TOTAL =		m. lin.
ARMATURE DROITE FIBRES DE VERRE #5						TOTAL =		m. lin.
ARMATURE DROITE FIBRES DE VERRE #5 AVEC TÊTE D'ANCRAGE						TOTAL =		m. lin.
NOTES :								
– LA NUMÉROTATION (#) DES BARRES D'ARMATURE EN MATÉRIAUX COMPOSITES CORRESPOND AU SYSTÈME IMPÉRIAL (#6 = $\phi 6/8"$)								
TYPES								
60			61					

Figure 16.3-4 Bordereaux d'armature en matériaux composites

16.4 DISPOSITIFS DE RETENUE EN BÉTON ARMÉ

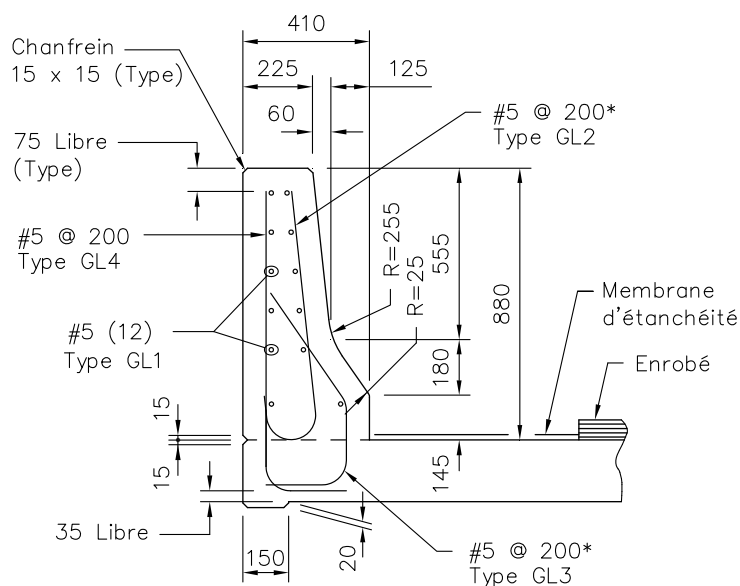
Dans le cas où de l'armature en acier galvanisé est requise à l'intérieur d'un dispositif de retenue en béton armé (voir le tableau 2.8-2 « Parties d'ouvrages avec barres d'armature galvanisées » du *Tome III – Ouvrages d'art* des normes du Ministère), celle-ci peut être remplacée, pour certains projets, par de l'armature en matériaux composites. Les figures 16.4-1 à 16.4-5 montrent les glissières 201, 201M, 301, 301M et 311B renforcées à l'aide d'armatures en matériaux composites.

Les armatures droites et courbées prévues à l'intérieur de ces figures doivent être en polymères renforcés de fibres de verre.

Les glissières avec armatures en matériaux composites ne peuvent inclure des lampadaires ou des massifs d'ancrage pour lampadaire.

Avant de préparer un projet faisant appel à l'utilisation d'armature en matériaux composites, il faut consulter la générale Direction générale des structures pour obtenir de plus amples informations concernant les exigences techniques et de contrôle de la qualité, ainsi que pour obtenir les informations à inclure aux plans et devis.

SURFACE = 0,265 m²



COUPE TYPE

* L'espacement est réduit à 100 mm sur un mètre de part et d'autre d'un joint dans la glissière et également sur un mètre aux extrémités.

La numérotation (#) des barres d'armature correspond au système impérial.

Voir l'article du devis-type MA-03-C pour les propriétés des armatures en matériaux composite.

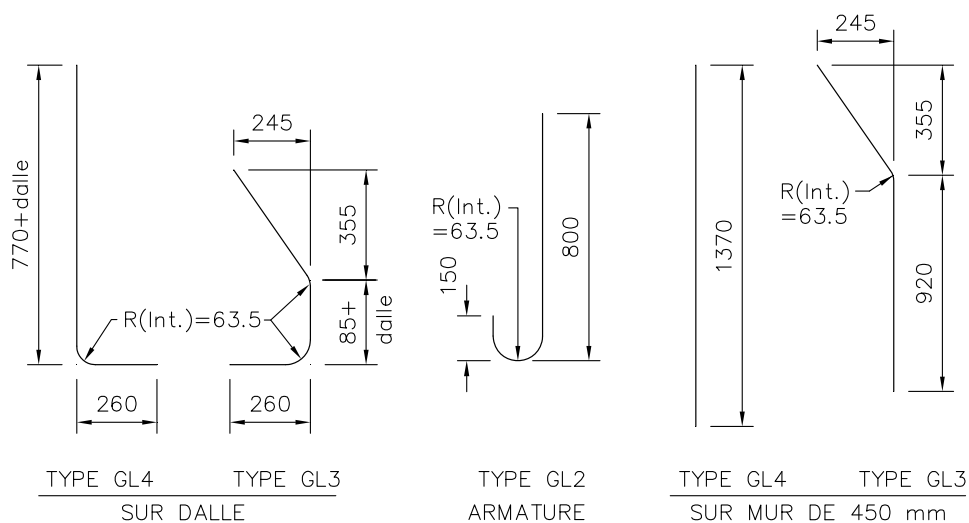
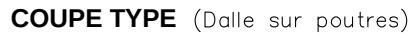


Figure 16.4-1 Glissière 201 en béton renforcée à l'aide d'armatures en matériaux composites

SURFACE = 0,334 m²

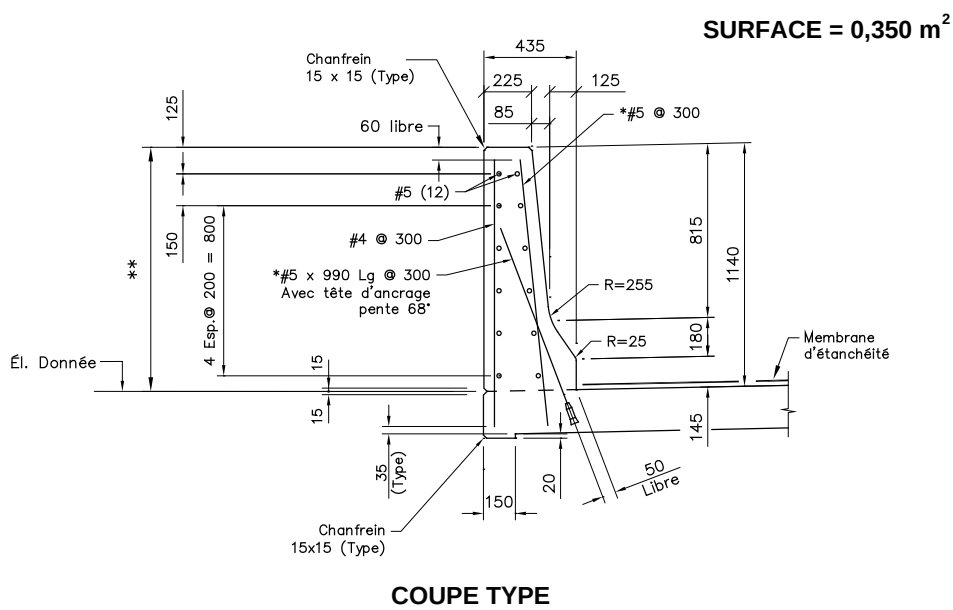
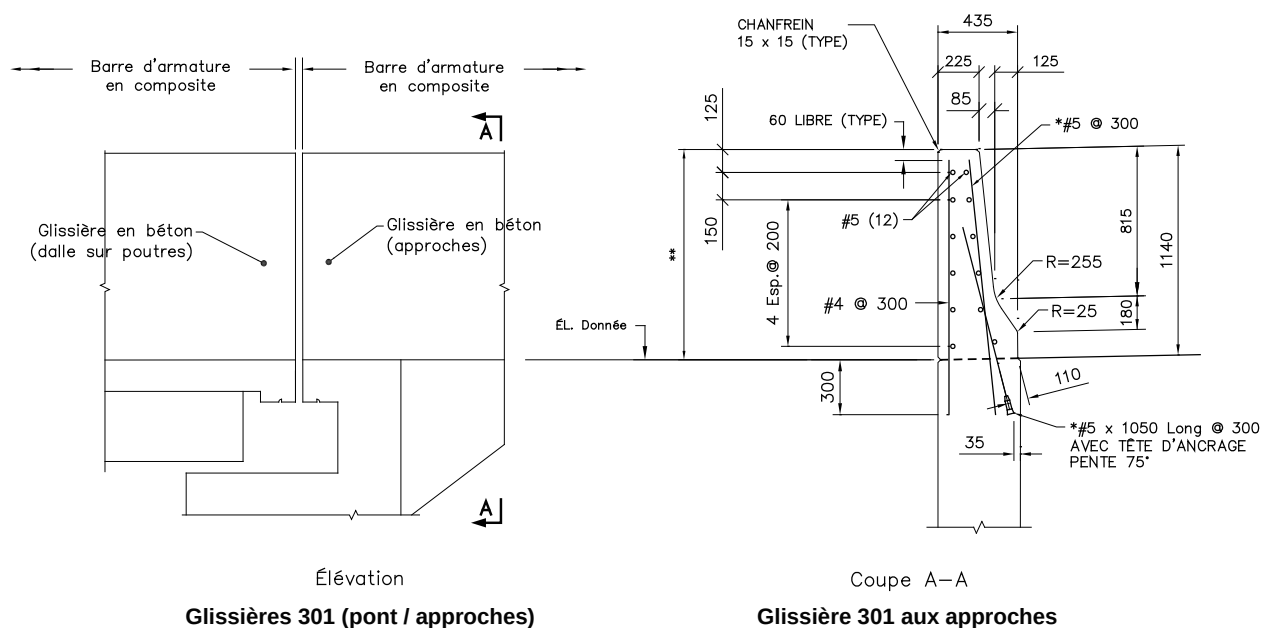


La numérotation (#) des barres d'armature correspond au système impérial.

Voir l'article du devis-type MA-03-C pour les propriétés des armatures en matériaux composite.



Figure 16.4-2 Glissière 201M en béton renforcée à l'aide d'armatures en matériaux composites



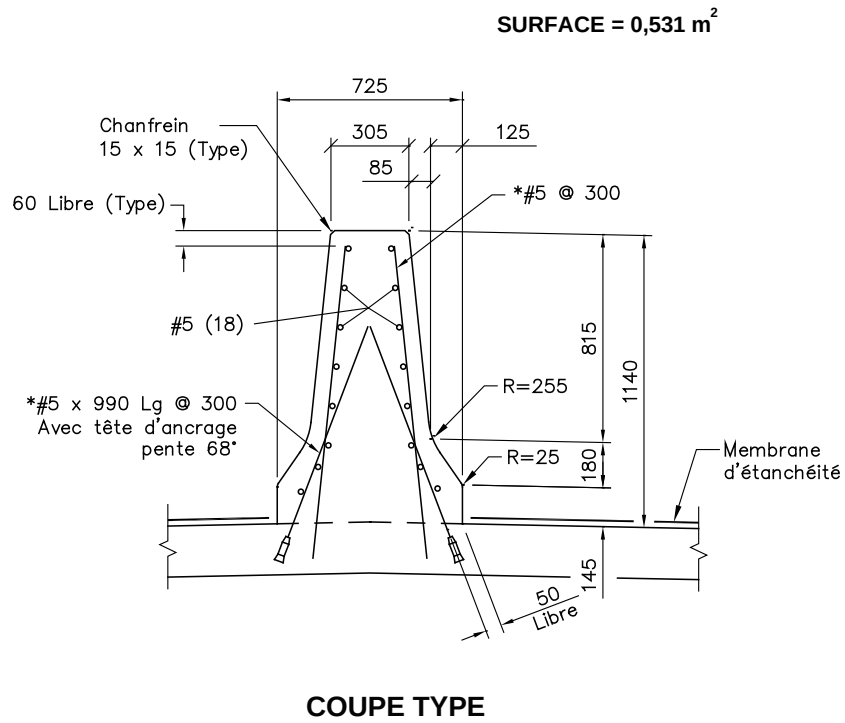
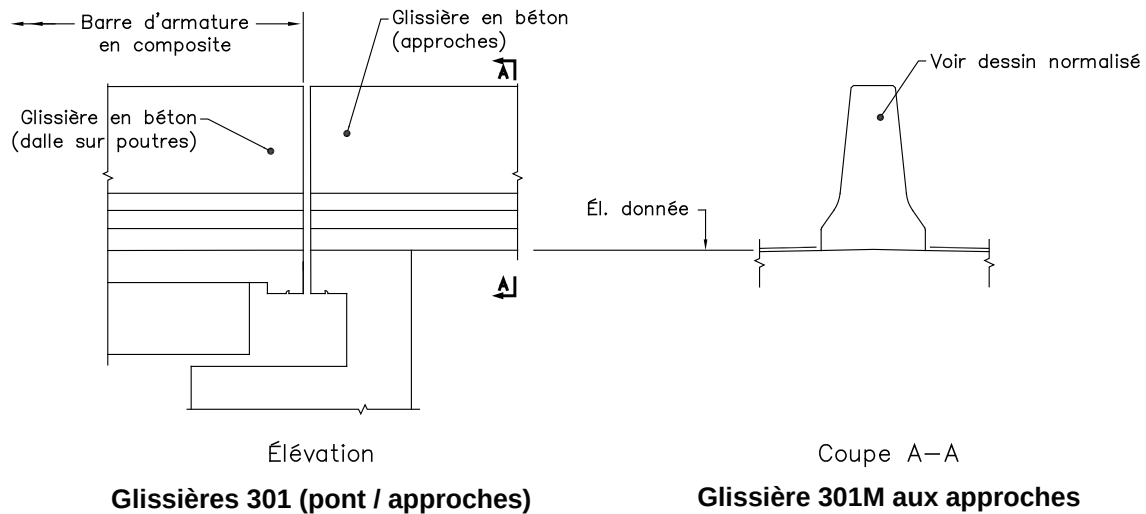
* L'espacement des #5 est réduit à 150 mm sur un mètre de part et d'autre d'un joint dans la glissière et également sur un mètre aux extrémités.

** Cette dimension doit être ajustée selon la pente transversale du pont

La numérotation (#) des barres d'armature correspond au système impérial.

Voir l'article du devis-type MA-04-C pour les propriétés des armatures en matériaux composites.

Figure 16.4-3 Glissière 301 en béton renforcée à l'aide d'armatures en matériaux composites

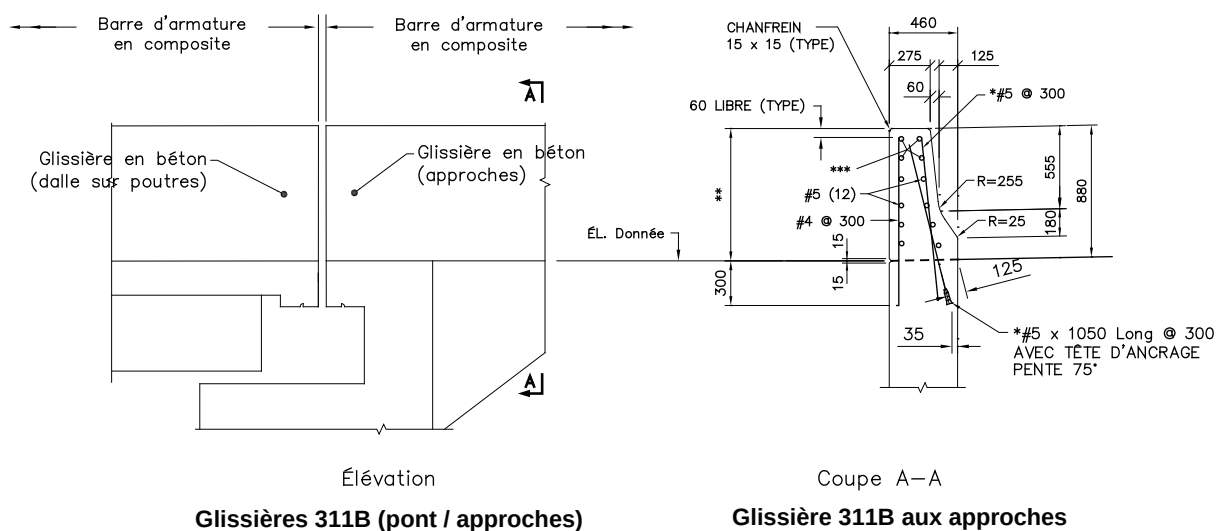


* L'espacement des #5 est réduit à 150 mm sur un mètre de part et d'autre d'un joint dans la glissière et également sur un mètre aux extrémités.

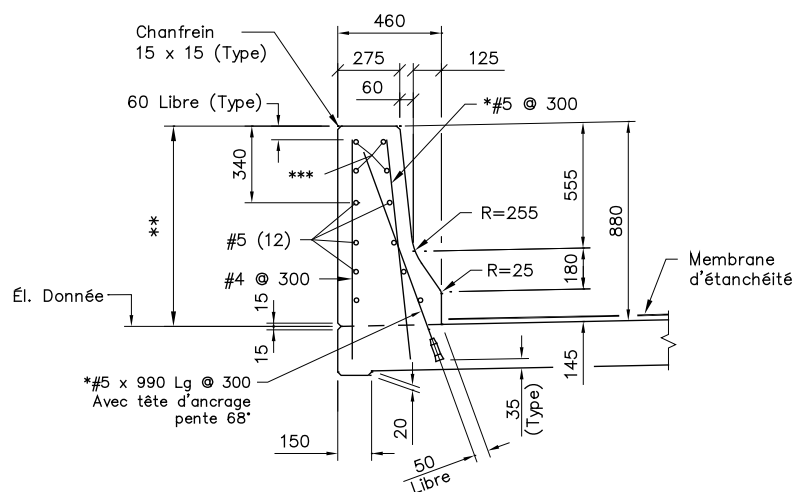
La numérotation (#) des barres d'armature correspond au système impérial.

Voir l'article du devis-type MA-04-C pour les propriétés des armatures en matériaux composites.

Figure 16.4-4 Glissière 301M en béton renforcée à l'aide d'armatures en matériaux composites



SURFACE = 0,310 m²



- * L'espacement des #5 est réduit à 150 mm sur un mètre de part et d'autre d'un joint dans la glissière et également sur un mètre aux extrémités.
- ** Cette dimension doit être ajustée selon la pente transversale du pont
- *** Ces barres doivent être posées après la mise en place des ancrages des poteaux de glissière.

La numérotation (#) des barres d'armature correspond au système impérial.

Voir l'article du devis-type MA-04-C pour les propriétés des armatures en matériaux composites.

Figure 16.4-5 Glissière 311B en béton renforcée à l'aide d'armatures en matériaux composites

CHAPITRE 17

OUVRAGES EN ALUMINIUM

TABLE DES MATIÈRES

17.1	GÉNÉRALITÉS	17-1
17.2	MATÉRIAUX	17-1
17.3	DURABILITÉ	17-2
17.4	ASSEMBLAGES BOULONNÉS	17-3

17.1 GÉNÉRALITÉS

La conception des ouvrages d'art en aluminium doit être conforme aux spécifications de la norme CAN/CSA-S6 « Code canadien sur le calcul des ponts routiers », sous réserve des précisions qui suivent.

Tout projet touchant la réalisation d'un ouvrage d'art composé en tout ou en partie d'éléments structuraux en aluminium doit faire l'objet, au préalable, de l'approbation de la Direction générale des structures.

À titre indicatif, le manuel de *Calcul des charpentes d'aluminium*¹ ainsi que le *Manuel de conception des structures de signalisation, d'éclairage et de signaux lumineux* du Ministère peuvent être consultés.

17.2 MATÉRIAUX

Les exigences relatives aux divers alliages d'aluminium corroyés qui peuvent être utilisés pour la fabrication des éléments porteurs d'un ouvrage d'art en aluminium sont décrites dans les différentes normes ASTM mentionnées à l'article 17.4.1 « Généralités » de la norme CAN/CSA-S6. Pour le moment, les exigences formulées dans la norme 6401 « Aluminium », du *Tome VII – Matériaux* des normes du Ministère, s'appliquent à l'aluminium servant à la fabrication des structures de signalisation et d'éclairage, des feux de circulation et des panneaux de signalisation et de supersignalisation. Il est à noter que les alliages d'aluminium de fonderie sont interdits dans les ouvrages d'art en aluminium.

Les exigences formulées dans la norme 6201 « Boulons, tiges d'ancrage, écrous et rondelles en acier », du *Tome VII – Matériaux* des normes du Ministère, sont applicables lorsque ces éléments d'assemblage mécanique sont utilisés dans un ouvrage d'art en aluminium.

Les boulons doivent être en acier galvanisé et doivent être conformes à la norme ASTM A325/A325M et les rondelles doivent être en acier galvanisé et conformes à la norme ASTM F436. Les boulons ASTM A490/A490M galvanisés sont interdits à cause de la susceptibilité à la fragilisation par l'hydrogène de l'acier constituant ce type de boulons.

¹ BEAULIEU, Denis. *Calcul des charpentes d'aluminium*, 2003, Saguenay, Les Presses de l'aluminium (PRAL), 810 p.

Dans le cas des platelages en aluminium, un revêtement commercialisé à base de polyuréthane auquel des granulats de faible diamètre (1 à 3 mm) sont ajoutés doit être mis en place pour servir de surface de roulement rugueuse et antidérapante. Ce revêtement antidérapant doit être appliqué conformément aux instructions du fabricant par un applicateur autorisé par ce même fabricant. Aucun enrobé bitumineux ne doit être posé directement sur le platelage; si nécessaire, l'enrobé peut être posé sur le revêtement antidérapant et utilisé pour aménager des pentes d'écoulement transversales au tablier.

17.3 DURABILITÉ

Les propriétés physiques de l'aluminium en font un matériau qui résiste bien par lui-même à la corrosion atmosphérique, mais qui est naturellement plus susceptible à la corrosion galvanique que l'acier, lorsqu'il se retrouve en contact avec des matériaux dissemblables, surtout en présence d'un électrolyte (ex. : eau de mer). Une attention particulière doit être portée à la conception des détails où l'aluminium se retrouve en contact avec un autre matériau, afin de minimiser les risques de corrosion galvanique.

L'aluminium doit être isolé par un séparateur inerte lorsqu'il est en contact avec le béton, la maçonnerie ou le bois. L'acier structural (plaques, profilés, etc.) en contact avec l'aluminium doit nécessairement être galvanisé.

Même si leur utilisation dans les ouvrages d'art en aluminium est autorisée par la norme CAN/CSA-S6, les boulons en acier inoxydable sont à éviter. Bien que faible, la différence de potentiel entre l'acier inoxydable et l'aluminium est suffisante pour initier une réaction de corrosion galvanique dans laquelle l'aluminium est l'anode. Cette réaction n'est évidemment pas souhaitable et peut devenir problématique, surtout en présence d'un électrolyte à teneur élevée en ions chlorure, comme l'eau de ruissellement contenant des agents de déglacage dissous, qui concourt à accélérer la corrosion de l'aluminium.

On doit éviter tout contact direct entre l'aluminium et le sol. De même, l'acier noir ne doit pas être utilisé dans un ouvrage en aluminium, car l'acier non protégé et l'aluminium ont une différence de potentiel trop élevée, ce qui entraîne une corrosion rapide de l'aluminium.

On doit prévoir un drainage efficace des surfaces d'aluminium afin d'éviter toute accumulation d'eau. On doit porter une attention particulière dans le cas d'une pièce d'aluminium à section fermée, car d'importantes pressions dues à la formation de glace pourraient se développer si de l'eau s'accumulait à l'intérieur de cette section fermée. Le concepteur doit également s'assurer qu'aucune accumulation d'eau n'est susceptible de se former sur les surfaces où l'aluminium est en contact avec l'acier galvanisé.

17.4 ASSEMBLAGES BOULONNÉS

Compte tenu de la plus faible résistance à l'écrasement de l'aluminium comparativement à l'acier, tous les boulons d'un assemblage boulonné en aluminium doivent nécessairement être munis de deux rondelles chacun, l'une sous la tête du boulon et l'autre sous l'écrou.

La résistance au glissement V_s d'un assemblage antiglisement boulonné en aluminium doit être calculée avec l'équation :

$$V_s = 0,525 k_s m n A_b F_u$$

Tout assemblage antiglisement en aluminium doit être réalisé avec des boulons ASTM A325 galvanisés, serrés de façon contrôlée selon la méthode du tour d'écrou. Pour des assemblages comprenant des boulons de 5/8", 3/4" ou 7/8" de diamètre, et dont les surfaces de contact ont été traitées par jet d'abrasif selon la procédure SSPC-SP6 *Commercial Blast Cleaning*, le coefficient de frottement moyen k_s peut prendre les valeurs suivantes :

- 0,50 si le profil moyen des aspérités ainsi obtenu est égal à 2,0 mils (rugosité moyenne de 0,051 mm);
- 0,35 si le profil moyen des aspérités ainsi obtenu est égal à 1,5 mils (0,038 mm).

Le profil moyen des aspérités doit être mesuré avec une méthode conforme à la norme ASTM D4417 « *Standard Test Methods for Field Measurement of Surface Profile of Blast Cleaned Steel* ».

Pour tout autre traitement de surface ou pour tout autre profil moyen des aspérités, le coefficient k_s doit être déterminé expérimentalement et approuvé au préalable.

CHAPITRE 18

OUVRAGES CONNEXES

TABLE DES MATIÈRES

18.1	OUVRAGES EXISTANTS	18-1
18.1.1	Généralités	18-1
18.1.2	Description de l'ouvrage existant	18-1
18.1.3	Pont existant	18-1
18.1.4	Protection, modification, relocalisation ou remplacement de conduits de services publics sur un pont existant	18-2
18.2	INSTALLATION DE CONDUITS SUR OU À PROXIMITÉ D'UN OUVRAGE D'ART	18-2
18.2.1	Généralités	18-2
18.2.2	Plans et devis	18-3
18.2.3	Paramètres pour l'installation sur un pont	18-4
18.2.4	Paramètres pour l'installation à proximité d'un pont	18-9
18.2.5	Paramètres pour l'installation près d'un mur de soutènement	18-9

FIGURES

Figure 18.2-1	Surface de glissement sous une pile	18-10
Figure 18.2-2	Surface de glissement sous une culée	18-10
Figure 18.2-3	Zone de passage d'un conduit ou d'un groupe de conduits près d'une pile	18-10
Figure 18.2-4	Zone de passage d'un conduit ou d'un groupe de conduits à l'arrière d'une culée	18-11
Figure 18.2-5	Zone de passage d'un conduit ou d'un groupe de conduits au bout d'un mur	18-11
Figure 18.2-6	Zone de passage d'un conduit ou d'un groupe de conduits à l'avant d'une culée	18-12

Le texte des normes suivantes contient des exigences particulières ou des renseignements supplémentaires relatifs aux sujets traités dans le présent chapitre.

Tome III – Ouvrages d'art des normes du Ministère

Chapitre 2 Conception des ouvrages d'art

Section 2.17 Ouvrages connexes

Tome IV – Abords de route, des normes du Ministère

Chapitre 3 Services publics

18.1 OUVRAGES EXISTANTS

18.1.1 Généralités

Lors de la construction d'un ouvrage d'art, il faut décrire, s'il y a lieu, les ouvrages existants et mentionner les exigences que l'entrepreneur doit respecter concernant l'utilisation et la démolition de ces ouvrages.

18.1.2 Description de l'ouvrage existant

- a) Si l'ouvrage existant n'est pas situé dans l'axe de celui projeté, les plans ou le devis spécial doivent indiquer les travaux à exécuter en décrivant l'ouvrage à démolir (pont, mur, quai, massif, aqueduc, égout, etc.) et les matériaux composant cet ouvrage (acier, béton, armature, précontrainte, bois, pierre, etc.).
- b) Si l'ouvrage existant est situé dans l'axe de celui projeté, sa description doit être plus détaillée et inclure :
 - les dimensions;
 - les matériaux;
 - le mode structural ou la méthode de construction;
 - les pieux (matériaux, capacité, longueur);
 - les batardeaux et les autres parties sous terre ou sous l'eau;
 - les services publics sur ou à proximité de l'ouvrage;
 - les parties à conserver et à démolir;
 - l'agencement de la nouvelle construction par rapport à l'ouvrage existant, s'il y a lieu.
- c) Les dimensions et la composition de l'ouvrage existant peuvent être obtenues à partir des plans, du devis spécial, du bordereau, du journal de chantier, du dossier de l'entretien, de relevés d'arpentage, de plans de sondages, de rapports de plongée sous-marine, etc. Si nécessaire, il faut inclure un plan de l'ouvrage existant et fournir tout autre renseignement disponible.

La démolition est prévue à prix global suivant le CCDG, sauf s'il est difficile d'évaluer précisément les dimensions de l'ouvrage à démolir; dans ce cas, il faut estimer les quantités et prévoir le paiement à prix unitaire.

18.1.3 Pont existant

Suivant l'endroit où se trouve l'ouvrage existant par rapport au nouveau pont, il faut envisager l'une des modalités suivantes :

- a) L'ouvrage est situé dans l'axe du pont projeté et doit être démoli avant la construction du pont.

- Le devis spécial mentionne la construction d'un pont temporaire et la démolition de l'ouvrage existant;
 - Le bordereau spécifie les travaux suivants :
 - le pont temporaire;
 - la démolition des ouvrages existants.
- b) L'ouvrage est situé hors de l'axe du pont projeté et doit être démoli après la construction du pont.
- Le devis spécial mentionne la capacité du pont existant et les restrictions quant à son utilisation; il spécifie aussi la démolition de l'ouvrage existant;
 - Le bordereau spécifie les travaux suivants :
 - la démolition des ouvrages existants.

Lorsque l'ouvrage existant doit demeurer en service après la construction du nouveau pont, comme le cas se présente lorsque la construction de la route d'approche du nouveau pont n'est pas terminée, les documents ne doivent pas mentionner la démolition de l'ouvrage existant.

18.1.4 Protection, modification, relocalisation ou remplacement de conduits de services publics sur un pont existant

Lors de travaux d'entretien, de réparation ou de reconstruction d'un pont, les conduits présents sur ce pont devront selon le cas être protégés, relocalisés ou remplacés pour permettre les travaux du Ministère. Il est donc conseillé de suivre le cheminement spécifique du guide de préparation d'un projet routier nécessitant des travaux de déplacement de conduits de services publics.

18.2 INSTALLATION DE CONDUITS SUR OU À PROXIMITÉ D'UN OUVRAGE D'ART

18.2.1 Généralités

L'installation de nouveaux conduits n'est pas permise à moins de circonstances exceptionnelles.

Les lignes directrices contenues dans le présent chapitre ne doivent être considérées que dans le cas où le Ministère a autorisé l'installation de nouveaux conduits après avoir analysé des tracés alternatifs et avoir évalué l'impact de la présence de ces conduits sur les opérations d'inspection, d'entretien et de remplacement d'une partie ou de l'ensemble d'un ouvrage d'art.

Ces prescriptions servent surtout de guide pour des travaux de relocalisation de conduits existants ou d'installation de nouveaux conduits lorsque cela est requis pour des projets de réparation, de réhabilitation ou de remplacement d'un ouvrage d'art.

Tout comme les responsables des conduits, le concepteur de l'ouvrage d'art devrait prendre connaissance du rapport technique relatif à l'installation de conduites et de canalisations de services publics sur les ponts produit par le Centre d'expertise et de recherche en infrastructures urbaines (CERIU) et intitulé Conception de systèmes d'ancrages et de supports de conduits de services publics attachés aux ponts.

Pour alléger le texte, les mots conduits et entreprise sont utilisés dans un sens large et sont définis comme suit :

- *Conduits* : Désigne les conduits de services publics servant au passage de câbles de télécommunications, de câblodistribution ou d'électricité, ainsi que les conduites d'aqueduc, d'égout ou de gaz.
- *Entreprise* : Organisme, entreprise, société ou leurs mandataires qui doivent obtenir une autorisation pour l'installation de conduits sur ou à proximité d'un ouvrage d'art.

La présente section définit les paramètres ou les spécifications qui doivent être pris en compte dans la préparation des documents d'une demande d'installation de conduits sur un pont, ou pour les enfouir à proximité de ses unités de fondation (culées, piles) ou de murs de soutènement. On y précise aussi les exigences pour les calculs et la préparation des plans et devis que toute entreprise doit fournir pour obtenir l'autorisation du Ministère en vue d'installer des conduits sur un ouvrage d'art. Les ponts et les murs de soutènement sont soit des ouvrages existants, soit de nouvelles constructions.

Ces paramètres et ces spécifications visent à assurer une certaine uniformité dans le processus d'analyse des documents (plans et devis) soumis par l'entreprise. L'interlocuteur officiel du Ministère est la direction générale territoriale concernée. Les plans doivent lui être transmis pour vérification avec, au besoin, une copie des documents pertinents (ex. : correspondance).

La conformité des documents techniques avec les paramètres et les spécifications énumérés ci-après ne constitue pas une autorisation de procéder aux travaux d'installation des conduits. Dans tous les cas, avant le début des travaux, le Ministère doit fournir à l'entreprise une permission de voirie en guise d'autorisation de la présence de conduits sur un ouvrage d'art.

18.2.2 Plans et devis

Les plans et devis doivent être conformes aux exigences du *Cahier des charges et devis généraux* (CCDG) du Ministère, de la norme CAN/CSA-S6 « Code canadien sur le calcul des ponts routiers » et des autres normes et directives pertinentes, comme que la norme CSA-Z184, concernant le transport et la distribution du gaz sous pression. Les plans et devis doivent être signés et scellés par un ingénieur.

Les plans doivent être de format ISO A1 (594 x 841 mm) et être conformes aux spécifications du *Manuel de dessins des structures*.

Afin respecter l'article 6.6 « Plans fournis par l'entrepreneur » du CCDG, les plans doivent montrer l'emplacement exact des conduits par rapport au pont ou au mur de soutènement, ainsi que tous les détails concernant l'installation (ancrages, supports, attaches, matériaux, travaux à effectuer, normes, etc.).

Les plans doivent également :

- mentionner les contraintes relatives aux excavations à réaliser aux abords de l'ouvrage;
- indiquer les supports qu'il est permis d'enlever lors d'une éventuelle intervention sur les conduits, ou sur l'ouvrage;
- spécifier la remise en état des lieux et des ouvrages ou parties d'ouvrages affectés par l'installation, selon les exigences du CCDG : remblai, chaussée, barres d'armature, revêtement de protection des remblais, dalle de transition, drains, etc.;
- indiquer les réactions maximales aux points d'ancrages et de supports selon les groupes de charges étudiés;
- contenir les notes relatives aux caractéristiques et au poids des matériaux utilisés ainsi que la conformité de tous les travaux avec les articles pertinents du CCDG;
- préciser la pression maximale en service dans le cas d'un conduit de gaz naturel;
- mentionner l'obligation d'aviser le Ministère avant le début des travaux d'installation de nouveaux conduits, ou de toute autre intervention visant l'entretien, la modification ou la réparation de conduits existants, ainsi que de leurs contenus en câbles et équipements connexes.

Une note de calcul doit être présentée pour préciser les contraintes additionnelles et globales de flexion, de cisaillement, de torsion et d'écrasement, etc., ainsi que les déflexions, et ce, pour chaque partie ou élément de l'ouvrage affecté, selon les états de charges concernés.

Le devis doit indiquer les mesures à prendre pour la signalisation et le maintien de la circulation durant les travaux, suivant l'article 10.3 « Maintien de la circulation et signalisation » du CCDG. De plus, le document doit mentionner le poids et les dimensions du matériel prévu sur le chantier.

18.2.3 Paramètres pour l'installation sur un pont

Lorsqu'elle est autorisée, l'installation de conduits sur un pont doit satisfaire aux exigences suivantes.

Les dispositions qui suivent doivent être intégrées comme clauses administratives et techniques dans la permission de voirie émise par le Ministère.

18.2.3.1 Aspects administratifs

Il est requis de consulter les plans et les photos disponibles d'un pont existant, ainsi que d'en faire l'inspection complète avant d'autoriser les travaux d'installation ou de relocalisation de conduits.

Tout dommage à un pont attribuable à l'installation ou à la présence de conduits engage la responsabilité entière de l'entreprise. Le Ministère doit être avisé de tout bris de conduits installés sur un pont, ou à proximité d'un pont ou d'un mur de soutènement, afin que des mesures de sécurité soient prises pour protéger les usagers de la route et assurer l'intégrité du pont.

Si les conduits doivent être déplacés temporairement ou en permanence à des fins d'entretien, de réparation ou de reconstruction d'un pont, les travaux de déplacement des conduits sont aux frais de l'entreprise, ou bien sont à frais partagés selon les dispositions de la permission de voirie émise pour leur installation ou selon l'entente cadre spécifique en vigueur.

Si, lors de travaux d'entretien, de réparation ou de reconstruction d'un pont ou d'une partie de pont, le Ministère encourt des frais supplémentaires du fait de la présence de conduits installés par l'entreprise, celle-ci doit rembourser ces frais au Ministère, après entente entre les deux parties conformément à la permission de voirie émise pour leur installation.

S'il juge que les conduits existants compromettent la sécurité des usagers de la route, le Ministère se réserve le droit d'en exiger la modification, la relocalisation ou le remplacement par l'entreprise qui les utilise.

L'entreprise requérante doit fournir au Ministère, au moins cinq semaines avant la date prévue pour le début des travaux, trois copies des plans et devis relatifs à l'installation ou à la relocalisation des conduits, ainsi qu'au besoin un plan de gestion de la circulation, le tout signé et scellé par un ingénieur.

Après avoir obtenu la permission de voirie, l'entreprise requérante doit aviser le Ministère au moins une semaine avant le début des travaux d'installation ou de relocalisation de conduits.

18.2.3.2 Localisation des conduits

La conception de l'installation des conduits doit être faite par l'entreprise requérante selon le processus d'ingénierie conjointe proposé par le représentant du Ministère. La conception doit viser autant que possible à permettre le déplacement temporaire des conduits, à éviter les interruptions de service et à ne pas nuire à l'inspection et à l'entretien du pont. À moins de circonstances exceptionnelles, les trottoirs, glissières, ou chasse-roues ne doivent pas être utilisés pour le passage de conduits sur un pont. De

même, aucun conduit ne doit être accroché directement à la dalle. Un système d'attache à la partie supérieure de l'âme des poutres doit être privilégié pour supporter les conduits.

Les conduits ne doivent pas réduire le dégagement vertical prévu sous le pont pour le passage des véhicules, pour l'écoulement des eaux et de la glace ainsi que pour le passage de navires et autres embarcations nautiques sur les cours d'eau navigables.

Aucun conduit d'aqueduc, d'égout ou de gaz ne doit être placé à l'intérieur d'une poutre caisson. Un conduit d'eau doit, si possible, être placé entre deux poutres, pour des raisons esthétiques. Dans le cas d'un pont sur rivière, un conduit doit être placé du côté aval plutôt que du côté amont, afin de minimiser son exposition aux crues. L'emplacement du conduit doit aussi tenir compte des refoulements possibles du cours d'eau. Un conduit de gaz ne doit pas être placé à proximité d'un autre service public, comme un conduit d'électricité, et doit respecter les normes de dégagement prévues.

Les distances de dégagement entre les différents conduits de services publics doivent être spécifiées lors de la demande d'autorisation d'installation de conduits.

Aucun support de conduit ne doit être placé à moins d'un mètre d'un drain ou d'un joint de tablier.

L'entreprise doit installer des poteaux indicateurs de câbles souterrains aux endroits où les conduits changent de direction ainsi qu'aux autres endroits indiqués par le représentant du Ministère.

L'entreprise doit remettre au Ministère, une fois les travaux terminés, un plan « tel que construit » montrant l'emplacement précis des conduits, de leurs ancrages, supports et autres accessoires installés.

18.2.3.3 Capacité structurale

Tous les éléments d'un pont qui sont utilisés pour supporter un conduit ou un groupe de conduits doivent être étudiés pour les cinq cas de charge suivants :

Cas n° 1	Lorsque le conduit est en service.
Cas n° 2	Lors de l'enlèvement d'un seul support (ex. : en cas de remplacement), les autres supports étant en place, et le conduit en service
Cas n° 3	Lors de l'enlèvement de la moitié des supports d'un conduit ou d'un groupe de conduits (un support sur deux) pour l'entretien du pont, lorsque le conduit est en service.
Cas n° 4	Lors de la pose d'un conduit ou d'un groupe de conduits : matériaux et équipements accessoires.
Cas n° 5	Lors de l'essai hydrostatique d'un conduit de gaz.

Les cas de charge n° 1 et n° 2 doivent inclure une surcharge de glace de 20 mm sur le conduit pour tenir compte d'accumulations possibles de verglas. Les efforts induits par ces cas de charge dans les éléments et la dalle du pont ne doivent pas être supérieurs à 10 % de la réserve de capacité structurale disponible. Cette réserve (R_e) s'obtient en soustrayant les efforts pondérés de conception (charges permanentes et surcharge routière incluant le coefficient de majoration dynamique) de la résistance pondérée de l'élément (R_m). Ces valeurs peuvent être modifiées par le Ministère selon chaque cas particulier.

Pour les cas de charge n° 3, n° 4 et n° 5, les mêmes valeurs de contraintes et de capacité s'appliquent. Si ces exigences ne peuvent être satisfaites, on doit diminuer la surcharge de camion en interrompant la circulation sur une voie affectant l'élément concerné, de façon à ne pas dépasser les efforts permis. Cette interruption doit être approuvée par le Ministère.

Les conduits en service doivent pouvoir résister aux efforts et aux déflexions causés par l'enlèvement de la moitié des supports (un sur deux consécutifs).

En toutes circonstances, les supports des conduits doivent être soumis à des efforts de traction. Les conduits et le système de supports doivent être en mesure d'absorber les mouvements dus aux variations de température ainsi que les déflexions et les vibrations du tablier du pont. Un dispositif d'amortissement efficace doit être prévu au besoin. L'effet de ces déplacements doit être vérifié et corrigé lors de la pose des conduits. Le calcul des divers éléments structuraux doit inclure un coefficient de majoration dynamique d'au moins 0,3.

L'acier des supports doit être galvanisé selon les exigences du CCDG.

18.2.3.4 Sécurité

Les conduits et leur pose ne doivent pas affecter l'utilisation sécuritaire du pont. La sécurité des usagers pendant les travaux d'installation engage la responsabilité de l'entrepreneur mandaté par l'entreprise qui doit faire approuver sa méthode d'installation par le Ministère, le tout devant être inscrit spécifiquement ou annexé dans la permission de voirie.

Sur le pont, les conduits (gaz naturel, aqueduc, etc.) doivent pouvoir être vidés de leur contenu par un système de vannes et de vidanges situées à chaque extrémité du pont.

L'entreprise ne doit laisser en place aucune passerelle ayant servi à l'installation des conduits. La pose d'une passerelle d'inspection permanente doit faire l'objet d'une demande particulière.

Un conduit de gaz ne doit jamais être installé sur un pont suspendu. Les oscillations, les mouvements, ainsi que les longues et fréquentes opérations d'entretien propres à ce type de pont, sont susceptibles de compromettre l'utilisation sécuritaire de ce type de conduit et de l'ouvrage.

Généralement, un conduit de gaz naturel suspendu à un tablier de pont ne doit pas supporter une pression en service supérieure à 4 000 kPa.

18.2.3.5 Dégagements pour l'inspection et l'entretien du pont

Pour permettre les opérations d'inspection et d'entretien du pont, le dégagement entre les conduits et un élément du pont doit être d'au moins :

- 1 fois le diamètre du conduit, ou 200 mm, verticalement;
- 1,5 fois le diamètre du conduit, ou 300 mm, horizontalement.

18.2.3.6 Considérations esthétiques

Les conduits doivent être placés de manière à affecter le moins possible l'esthétique du pont; ceci s'applique également aux coudes et aux boucles de dilatation d'un conduit de gaz naturel.

La couleur du conduit ou du groupe de conduits doit s'harmoniser avec celle du tablier du pont.

18.2.3.7 Modes d'exécution

Il est recommandé de privilégier l'utilisation d'un système de support de conduits qui est attaché à la partie supérieure de l'âme des poutres. Il est interdit de forer des trous dans une zone à forte concentration d'armature ou dans un élément en béton précontraint. Cependant, il est permis de percer une membrure métallique de pont à des endroits approuvés, pourvu que les points d'ancrage soient traités adéquatement contre la corrosion. Le perçage des trous dans les membrures métalliques d'un pont existant doit être fait au moyen d'une mèche et d'une foreuse assistée d'un électro-aimant.

Dans le cas d'exception où des conduits existants sont attachés à une dalle, l'entreprise doit prévoir des conditions particulières de support lors du remplacement complet de cette dalle. Les supports temporaires peuvent consister en un étalement des conduits ou en une réduction de la moitié des supports, comme prévu au cas de charge n° 3 (voir l'article 18.2.3.3). Dans le cas d'un conduit de gaz naturel ou d'aqueduc, on doit prévoir l'arrêt de l'alimentation, la vidange dudit conduit et la pose éventuelle d'un conduit temporaire.

Pour supporter les conduits à un élément de pont en acier, on doit utiliser des collets ou des supports métalliques. On doit nettoyer préalablement l'élément en acier aux points de contact des supports et appliquer un système de peinture homologué par le Ministère dont la couleur s'apparente à celle existante. Les assemblages doivent être étanches, afin de prévenir l'infiltration d'humidité et la formation de rouille.

Les supports des conduits doivent être en nombre suffisant pour éviter toute déflexion apparente des conduits. Ils doivent être conçus pour permettre les ajustements nécessaires afin de répartir également le poids des conduits.

18.2.4 Paramètres pour l'installation à proximité d'un pont

Les conduits installés près d'un pont doivent être localisés de façon à ce que les excavations nécessaires à leur mise en place ou à leur entretien ne diminuent pas la capacité portante du sol sous les semelles des unités de fondation (culées, piles) ni ne mettent en danger la stabilité des ouvrages et de l'ensemble du terrain. Dans ce dernier cas, un coefficient de sécurité de 1,5 doit être conservé (voir les figures 18.2-1 et 18.2-2).

La localisation des conduits par rapport aux unités de fondation d'un pont doit être faite en fonction des caractéristiques du sol rencontré et en respectant les exigences montrées aux figures 18.2-3 à 18.2-6. La zone hachurée montre l'endroit où les conduits peuvent être localisés. Ces exigences s'appliquent également pour l'installation de conduits parallèles à l'axe longitudinal d'un pont. Dans tous les cas, la dimension B représente la largeur de la semelle de l'unité de fondation.

L'entreprise qui dispose d'une autorisation d'installation de conduits sur un pont doit vérifier la présence d'ouvrages ou de composantes structurales d'ouvrages souterrains et les faire localiser précisément (ex. : radiers, traverses ou tirants dans le sol entre les unités de fondation d'un pont).

18.2.5 Paramètres pour l'installation près d'un mur de soutènement

L'installation de conduits près d'un mur de soutènement ne doit pas compromettre la stabilité du mur. Les caractéristiques structurales et le mode de soutènement particulier au type de mur concerné doivent être déterminés par un ingénieur spécialisé dans ce type d'ouvrage.

Il est interdit d'installer des conduits à l'arrière d'un mur de soutènement avec ancrages, tirants, renforcements de remblai ou autres dispositifs dans le sol dont la présence contribue à la stabilité du mur.

Toute demande relative à des travaux d'excavation doit être accompagnée d'un rapport d'étude réalisée par un ingénieur en géotechnique.

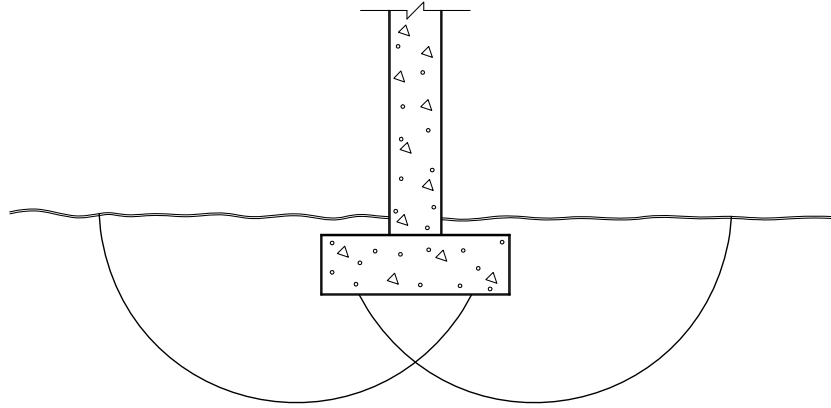


Figure 18.2-1 Surface de glissement sous une pile

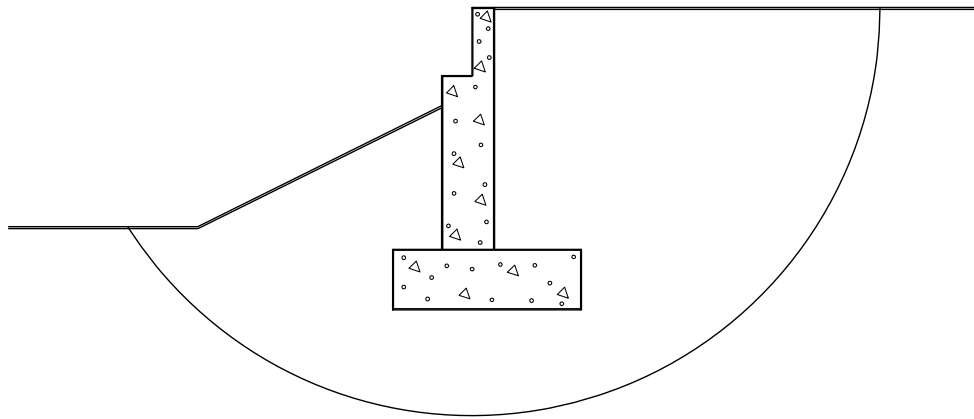


Figure 18.2-2 Surface de glissement sous une culée

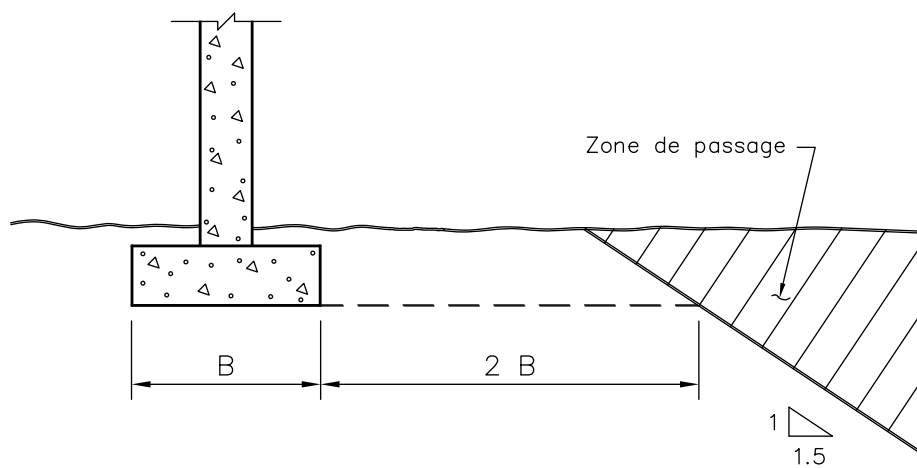


Figure 18.2-3 Zone de passage d'un conduit ou d'un groupe de conduits près d'une pile

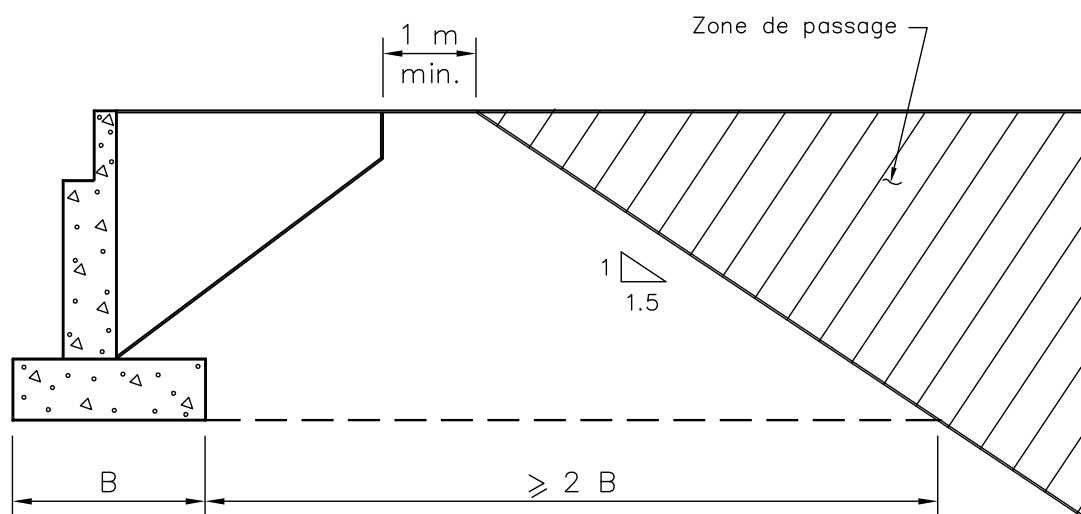


Figure 18.2-4 Zone de passage d'un conduit ou d'un groupe de conduits à l'arrière d'une culée

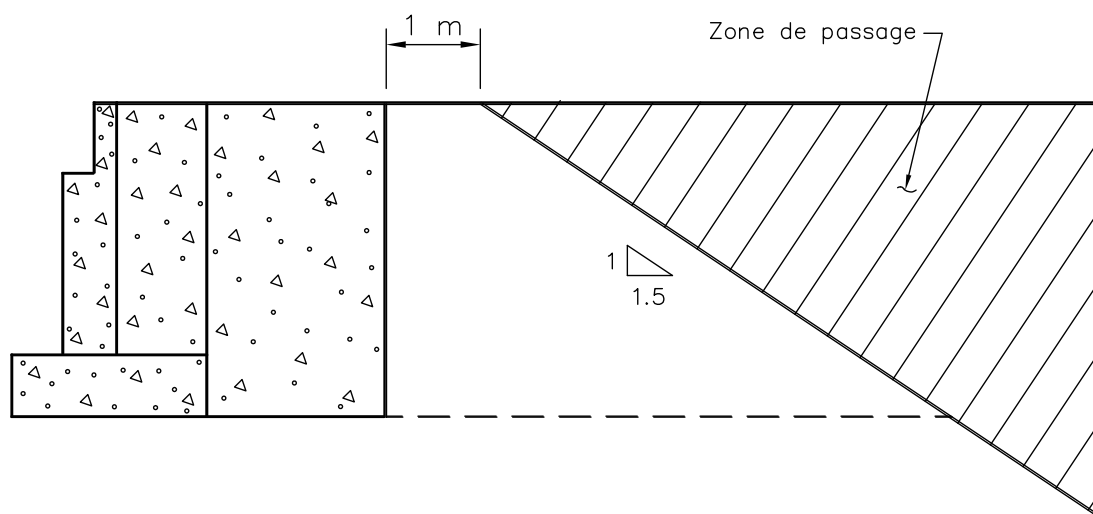


Figure 18.2-5 Zone de passage d'un conduit ou d'un groupe de conduits au bout d'un mur

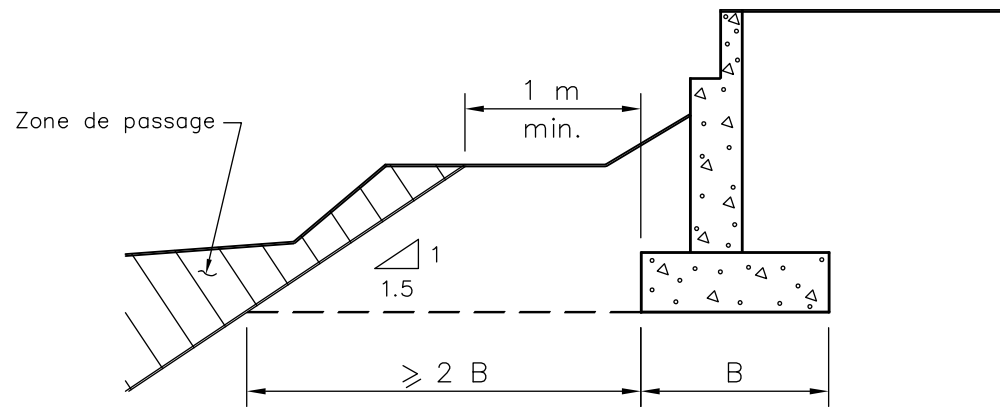


Figure 18.2-6 Zone de passage d'un conduit ou d'un groupe de conduits à l'avant d'une culée

CHAPITRE 19

DOCUMENTS

TABLE DES MATIÈRES

19.1	AVANT-PROJET DÉFINITIF	19-1
19.1.1	Préparation des documents	19-1
19.1.2	Utilisation des documents	19-2
19.2	DOCUMENTS DÉFINITIFS	19-2
19.2.1	Plans	19-3
19.2.2	Devis spécial	19-4
19.2.3	Bordereau d'estimation	19-8
19.2.4	Bordereau de soumission	19-9
 FIGURE		
Figure 19.2-1 Exemple d'identification d'une annexe		19-7

19.1 AVANT-PROJET DÉFINITIF

L'avant-projet définitif est une étape déterminante dans le cadre du processus d'acceptation du projet par les différents intervenants du Ministère. Cette étape consiste à présenter les différentes options étudiées et à justifier celle recommandée par le concepteur.

Pour un projet d'ouvrage d'art intégré dans le processus de réalisation d'un projet routier du Ministère, cette étape correspond à celle désignée « Étape 3 – Avant-projet définitif », pour laquelle un point de contrôle (PC3) est prévu.

19.1.1 Préparation des documents

Les documents de l'avant-projet définitif consistent en un plan, une estimation et un rapport d'étude. L'approbation de l'unité administrative responsable des structures est nécessaire pour entreprendre les calculs et l'élaboration des documents définitifs de l'ouvrage.

19.1.1.1 Plan

Le plan de l'avant-projet définitif comprend une page frontispice portant la mention « Avant-projet définitif », sur laquelle apparaissent le plan de localisation, la liste des feuillets, la description générale et les agréments techniques et administratifs, un plan d'ensemble comme décrit ci-après et, si nécessaire, un plan de topographie.

Le plan d'ensemble est préparé suivant le format et avec le cartouche du modèle exigé par le Ministère.

Le plan d'ensemble comprend les détails suivants :

- une vue en plan, de profil et en élévation, une coupe ou une section du tablier et toute figure aidant à la compréhension géométrique et structurale de l'ouvrage;
- la largeur et la longueur du pont;
- les dégagements latéraux et verticaux, supérieurs et inférieurs;
- les élévations du pont, des voies inférieures ou du fond de la rivière et des eaux basses, normales et extrêmes, avec la fréquence statistique de chaque niveau;
- les chaînages, angles et points de référence de l'ouvrage par rapport à la topographie existante ou à la chaussée prévue.

Il comprend aussi les indications suivantes :

- la norme de calcul et la surcharge routière;
- le modèle de glissière ou de garde-fou;
- le modèle de structure, le matériau;
- les données manquantes pour compléter le projet;
- les solutions considérées selon ces données.

19.1.1.2 Estimation

À l'avant-projet définitif, l'estimation du coût de l'ouvrage est la liste détaillée de chaque partie de ce dernier, mais avec des quantités approximatives.

19.1.1.3 Rapport d'étude

Un rapport d'étude d'avant-projet, justifiant le choix de la solution, est aussi produit pour étayer les hypothèses et préciser les autres types de charpentes considérés ainsi que les critères (fondations, matériaux, coût, esthétique, etc.) considérés lors de l'analyse.

19.1.2 Utilisation des documents

Une fois complétés, les documents de l'avant-projet définitif sont transmis aux unités administratives concernées pour commentaires et acceptation.

Selon le cas, ces documents peuvent aussi être utilisés :

- pour obtenir les commentaires d'autres unités administratives du Ministère;
- pour justifier la nécessité de modifier le profil d'une route;
- pour appuyer une demande d'étude des sols;
- pour établir le plan des conduits d'éclairage ou d'autres services publics;
- dans les demandes d'approbation de l'Office des transports du Canada (OTC), de sociétés ferroviaires ou d'autres organismes concernés;
- pour informer les autres ministères intéressés au projet : ministère du Développement durable, de l'Environnement et de la Lutte contre les changements climatiques, ministère de l'Agriculture, des Pêcheries et de l'Alimentation, etc.;
- pour inscrire les commentaires provenant de l'unité administrative responsable des structures.

19.2 DOCUMENTS DÉFINITIFS

Les documents définitifs sont émis pour soumission à la date d'échéance convenue avec le chargé de projet du Ministère à la direction générale territoriale. Ces documents sont les plans, le devis spécial et les bordereaux de soumission et d'estimation.

Pour un projet d'ouvrage d'art intégré dans le processus de réalisation d'un projet routier du Ministère, cette étape correspond à celle désignée « Étape 5 – Plans et devis définitifs », pour laquelle un point de contrôle (PC5) est prévu.

19.2.1 Plans

19.2.1.1 Généralités

Les plans relatifs aux ouvrages d'art doivent être réalisés conformément aux spécifications du *Manuel de dessins des structures*.

19.2.1.2 Numéro de plan

Le numéro de plan, sous la forme PO-AAAA-N-DDDDSS, doit être inscrit dans la case appropriée du cartouche de chaque feuillet de plan d'un ouvrage d'art. Dans ce numéro, les lettres AAAA représentent l'année d'émission du plan pour l'appel d'offres, la lettre N est un numéro séquentiel différenciant les plans d'une structure émis la même année, alors que les lettres DDDSS correspondent au numéro de dossier de structure. Ce numéro est fourni par la Direction générale des structures à la direction générale territoriale concernée.

19.2.1.3 Cahier des plans

Le cahier des plans comprend une page frontispice sur laquelle apparaissent le plan de localisation, la liste des feuillets, la description générale et les agréments techniques et administratifs.

Les autres feuillets comprennent le plan d'ensemble, la géométrie de l'ouvrage, les plans de détails des éléments du projet, le plan d'étude des sols, la topographie, etc.

Le plan topographique comporte un espace pour la mise en plan et un quadrillage pour tracer le profil en long de la route. Ce plan est nécessaire lorsque le pont enjambe un cours d'eau ou lorsque le pont d'étagement est situé sur un terrain au profil accidenté ou occupé par des services publics (aqueduc, égout, lignes de transport d'énergie ou de communication, etc.).

Dans le cas d'une démolition complète, les feuillets du pont existant ne doivent pas être ajoutés aux feuillets de la nouvelle structure.

Si le concepteur désire rendre les feuillets du pont existant à démolir disponibles pour information aux entrepreneurs lors d'une soumission, il peut :

- demander à la direction générale territoriale de rendre le plan du pont existant disponible pour consultation par les entrepreneurs;

ou

- inclure les feuillets du pont existant dans un cahier séparé faisant partie des documents de soumission.

Dans ce dernier cas, le plan du pont existant doit respecter les conditions suivantes :

- être créé sous le numéro d'ouvrage d'art de la structure existante et non sous le numéro de la structure de remplacement;
- être émis sous le statut « Soumission » et ensuite sous le statut « Construction » aux fins de l'adjudication du contrat. Aucun plan « Final de conception » ne sera créé pour le pont existant.

Les plans doivent contenir tous les renseignements pertinents dont l'entrepreneur a besoin pour préparer sa soumission et construire l'ouvrage. Ainsi, en consultant uniquement les plans, on doit pouvoir connaître la nature et la disposition des matériaux d'un ouvrage. Les détails suivants doivent figurer sur les plans :

- la capacité des pieux;
- les types de béton selon les parties d'ouvrage;
- la norme et la nuance de l'acier d'armature;
- les détails et la localisation des joints;
- les détails et la localisation des drains;
- la localisation des poteaux des dispositifs de retenue en acier;
- etc.

19.2.2 Devis spécial

19.2.2.1 Généralités

Le devis spécial décrit les exigences propres à un projet spécifique et les regroupe sous forme d'articles qui complètent le *Cahier des charges et devis généraux* (CCDG) du Ministère. Le CCDG comprend les conditions générales du contrat, les normes de contrôle des matériaux et la description de certains travaux de base.

Le devis spécial ne doit pas reprendre les articles du CCDG ni décrire les matériaux et les modes de construction ou autres détails qui doivent être indiqués sur les plans.

Les qualités essentielles du devis spécial sont la précision de son contenu et la clarté de sa présentation. Le devis spécial ainsi rédigé permet d'éviter tout malentendu entre le donneur d'ouvrage et l'entrepreneur chargé de réaliser les travaux.

19.2.2.2 Articles du devis spécial

Chaque article du devis spécial est identifié par un numéro et un titre qui en indique la nature et résume l'essentiel de son contenu. Les articles sont numérotés en ordre croissant, en commençant par le chiffre 1. Les premiers articles concernent l'étendue des travaux et la description de l'ouvrage. Les articles suivants explicitent les articles du CCDG ou décrivent d'autres travaux non mentionnés au CCDG. Les articles du devis spécial sont placés dans le même ordre, si possible, que ceux du CCDG.

Des textes spécialisés, rédigés sous forme d'annexes, viennent préciser certains articles du devis spécial. Les références directes aux annexes pertinentes sont prévues à l'intérieur de ces articles.

19.2.2.3 Numérotation

Chaque document de soumission reçoit un numéro donné par l'unité administrative responsable des structures pour chaque ouvrage.

<u>Titre du document</u>	<u>Document n°</u>
Devis spécial d'un pont	130 à 139
Bordereau de soumission d'un pont	230 à 239

Si l'ouvrage est isolé et n'est pas construit en même temps qu'un autre ouvrage, les documents portent les numéros 130 et 230, sinon, les documents de deux ou plusieurs ouvrages qui peuvent faire partie d'un même contrat portent des numéros consécutifs comme 130, 131, 132, etc.

Le numéro de projet à 9 chiffres doit être indiqué sur la page titre du devis, sur toutes les pages de bordereau, sur la feuille frontispice des plans et dans toute correspondance. Le numéro de dossier à 10 chiffres est indiqué sous la forme XXXX XX XXXX lorsqu'il est disponible. Ces numéros sont attribués par la direction générale territoriale concernée.

Chaque page du devis spécial doit être identifiée, au haut, par le numéro de dossier et, en bas de page, par le numéro du document et le numéro de page, sauf sur la page frontispice.

19.2.2.4 Devis spécial type

Pour faciliter la rédaction du devis spécial d'un projet et assurer l'uniformité des textes, un devis spécial type représentant la façon de faire du Ministère a été élaboré. Ce devis spécial type regroupe la plupart des articles potentiels nécessaires à la réalisation d'un ouvrage.

Tout article ou paragraphe doit être lu avec attention pour vérifier son application à un projet particulier et doit être modifié ou omis au besoin.

Les textes « commentaires » figurant au début de chaque article du devis spécial type sont des instructions au rédacteur pour l'aider à choisir et à finaliser les articles standards devant être inclus au devis spécial.

Les instructions comportent donc toujours une partie conçue pour aider le rédacteur à choisir les articles qu'il doit inclure pour un projet donné. De plus, lorsque des articles doivent être finalisés, les instructions fournissent généralement au rédacteur les informations nécessaires pour remplir les espaces laissés en blanc en fonction des exigences particulières de chaque projet.

Selon le type de projet, des lignes verticales en marge d'un paragraphe indiquent que le texte est optionnel et qu'il peut être modifié au besoin ou être simplement omis.

La rédaction et la mise en page des différents articles composant le devis spécial se font d'une manière intégrée à l'aide du logiciel Word.

Des fichiers électroniques comme les devis types et la liste des articles sont disponibles sur les sites Intranet et Internet de Direction générale des structures.

19.2.2.5 Annexes au devis spécial

Les annexes doivent être placées immédiatement après la page des signatures du devis spécial. Le texte d'une annexe ne peut en aucun cas être modifié.

Les annexes doivent être numérotées suivant l'ordre de leur mention au devis spécial. Lors de la vérification du devis spécial, il faut s'assurer que les annexes nécessaires sont incluses avec leur numéro, le numéro de dossier, ainsi que la pagination séquentielle du document (voir la figure 19.2-1).

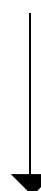
Un devis spécial peut nécessiter l'utilisation des annexes disponibles sur les sites Intranet et Internet de la Direction générale des structures.

Dossier : (1)

ANNEXE (2) Examen non destructif des soudures

↑
Titre de l'annexe

Numéro de code de l'annexe

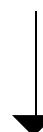


Date d'émission de la dernière version



C1/2016-12

Pagination propre à l'annexe



1 de 1

(3) - (4)

À INSCRIRE

- (1) Le numéro de dossier ex. : XXXX-XX-XXXX
- (2) Le numéro de l'annexe selon l'ordre chronologique
- (3) Le numéro du document pertinent au devis spécial
ex. : 130
- (4) Le numéro séquentiel de la pagination du devis
ex. : 12

Figure 19.2-1 Exemple d'identification d'une annexe

19.2.3 Bordereau d'estimation

Le bordereau d'estimation est préparé à l'aide de la « Liste des prix suggérés – construction et réparation ».

Le fichier électronique de cette liste des prix suggérés est disponible sur les sites Internet et Intranet de la Direction générale des structures. Ces prix peuvent être pris tels quels ou être modifiés au besoin pour tenir compte notamment des contraintes de circulation et des délais d'exécution des travaux; une note explicative doit alors être fournie avec l'estimation.

Lors de l'estimation préliminaire accompagnant le plan préliminaire, le calcul des quantités et le coût de certaines parties d'ouvrage sont nécessairement approximatifs. Pour l'estimation définitive, les quantités qui feront l'objet du contrat doivent être précisées, même si un prix global est fixé au bordereau pour certaines parties d'ouvrage.

L'estimation préliminaire peut être préparée sur les formulaires V-423B et V-424B « Bordereau des quantités et des prix – Estimation » ou sur une feuille blanche, et les ouvrages détaillés et groupés comme dans l'estimation définitive.

Lors de la présentation des plans et devis définitifs, le bordereau d'estimation doit être rédigé sur les formulaires V-423B et V-424B.

Sur le bordereau d'estimation, la quantité prévue est généralement inscrite :

- sans décimale, lorsque le prix unitaire d'un ouvrage est évalué à moins de 100 \$/unité;
- à une décimale près, lorsque le prix d'un ouvrage est évalué à plus de 100 \$/unité.

Le code d'ouvrage, l'unité de mesure et son code ainsi que la désignation de l'ouvrage doivent correspondre à ceux qui se retrouvent dans le système de bordereau et demande de paiement (BDP). La désignation des ouvrages et l'unité de mesure pour leur paiement se réfèrent au CCDG.

Lorsqu'un ouvrage ne figure pas dans cette liste, une demande doit être adressée à la Direction de la conception des structures afin de vérifier la pertinence de créer un code à cet effet.

Sous le titre « art. bord. », la numérotation est établie selon un ordre croissant pour chaque partie d'ouvrage, en utilisant une numérotation à trois chiffres à partir de 001.

Les parties d'ouvrage possédant des caractéristiques différentes comme les pieux, le béton, les joints, etc., doivent être séparées selon leurs caractéristiques ou selon la partie de l'ouvrage à laquelle elles appartiennent. Des variables doivent être sélectionnées à cette fin.

Les coûts des parties d'ouvrage de faible valeur (moins de 500 \$) comme les joints dans le béton, etc., peuvent être inclus à d'autres postes importants, avec mention correspondante au devis spécial.

19.2.4 Bordereau de soumission

Le devis spécial doit toujours être accompagné du « Bordereau des quantités et des prix – Soumission » sur lequel figurent tous les ouvrages nécessitant un paiement.

Ce bordereau doit être rédigé sur les formulaires V-423A et V-424A « Bordereau des quantités et des prix – Soumission ».

Le « Bordereau des quantités et des prix – Soumission » est identique au « Bordereau des quantités et des prix – Estimation », excepté que les mentions qui se retrouvent dans la partie « Note » d'un article ne seront pas visibles dans le bordereau de soumission.

Lors du traitement informatique, les champs nécessitant l'inscription du prix unitaire et du coût total restent libres sur le « Bordereau des quantités et des prix – Soumission »; une ligne pointillée s'inscrit dans les autres champs libres.

Les prix unitaires de certains ouvrages sont fixés par le Ministère, dont les suivants :

- Protection par temps froid de types 1, 2, 3 ou 4
- Chauffage des constituants
- Chauffage additionnel pour précontrainte
- Essai de convenance pour le béton réalisé en dehors de l'ouvrage à construire

CHAPITRE 20

PROCÉDURES ADMINISTRATIVES

TABLE DES MATIÈRES

20.1	PROCÉDURE D'ACCEPTATION DE CONCEPT PAR LA DIRECTION GÉNÉRALE DES STRUCTURES	20-1
20.1.1	Généralités	20-1
20.1.2	Demande d'acceptation de concept	20-1
20.1.3	Structures visées par la procédure d'acceptation de concept	20-1
20.2	NOTE DE CALCUL	20-2
20.2.1	Présentation	20-2
20.2.2	Conservation	20-3
20.3	ÉLABORATION DES PLANS	20-3
20.4	VÉRIFICATIONS	20-3
20.4.1	Données du projet	20-4
20.4.2	Plan et rapport de l'avant-projet définitif	20-4
20.4.3	Calculs de conception	20-4
20.4.4	Plans et devis définitifs	20-5
20.4.5	Plans fournis par l'entrepreneur	20-5
20.4.6	Signes de vérification	20-6
20.5	SIGNATURE DES DOCUMENTS	20-6
20.5.1	Plans	20-6
20.5.2	Bordereau d'estimation	20-6
20.5.3	Devis spécial	20-6

20.6	DOCUMENT À L'INTENTION DU SURVEILLANT	20-7
20.6.1	Listes des éléments à considérer	20-7
20.6.2	Exemple de document à l'intention du surveillant	20-11
20.7	APPEL D'OFFRES	20-16
20.8	RÔLE DU CONCEPTEUR LORS DE LA RÉALISATION	20-16
20.8.1	Rôle du concepteur durant les travaux (accompagnement)	20-16
20.8.2	Exemples du rôle du concepteur	20-17
20.9	PLAN FINAL DE CONCEPTION	20-19
20.10	EXPLOITATION D'UN PONT	20-19
20.10.1	Manuel d'exploitation	20-19
20.10.2	Suivi d'un pont	20-19
20.11	GUICHET UNIQUE DE QUALIFICATION DES PRODUITS ET DES FOURNISSEURS (GUQ)	20-22
20.11.1	Qualification des produits	20-22
20.11.2	Qualification des fournisseurs	20-23
20.12	MURS	20-23
20.12.1	Définitions	20-23
20.12.2	Préparation des plans et devis	20-24
20.12.3	Relevé à la fin des travaux	20-26
20.13	PONCEAUX	20-27
20.13.1	Définitions	20-27
20.13.2	Préparation des plans et devis	20-27

20.1 PROCÉDURE D'ACCEPTATION DE CONCEPT PAR LA DIRECTION GÉNÉRALE DES STRUCTURES

20.1.1 Généralités

Le concept de certains types d'ouvrages d'art projetés, que ce soit pour le remplacement d'un ouvrage ou l'ajout d'une nouvelle structure, doit être soumis à la Direction générale des structures pour acceptation. L'acceptation de concept est également requise dans les cas de remplacement de tablier et d'élargissement de pont (tablier et unités de fondation).

Les types d'ouvrages pour lesquels il est requis de faire cette acceptation sont identifiés à l'article 20.1.3 du présent manuel. L'acceptation du concept doit être réalisée le plus tôt possible dans le processus de réalisation d'un projet, soit à l'étape de l'avant-projet préliminaire.

20.1.2 Demande d'acceptation de concept

La demande d'acceptation de concept doit être adressée par la direction générale territoriale à la Direction de la conception des structures de la Direction générale des structures. Cette demande doit être accompagnée des documents suivants :

- Un plan d'ensemble de l'ouvrage projeté montrant une vue en élévation, une section transversale et une vue en plan, le tout conforme aux plans de géométrie et de topographie du site.
- Les données relatives au projet, soit :
 - le rapport de l'étude géotechnique;
 - le rapport de l'étude hydraulique, s'il y a lieu;
 - le rapport de l'étude d'impact, s'il y a lieu;
 - tout autre rapport jugé pertinent et ayant une incidence sur le choix du concept.
- Un rapport justificatif, préparé par le concepteur, expliquant le choix de la solution retenue si diverses options sont possibles.

20.1.3 Structures visées par la procédure d'acceptation de concept

Les types de structures qui doivent faire l'objet de la procédure d'acceptation de concept par la Direction générale des structures sont :

- les ponceaux dont l'ouverture est supérieure à 6 m;
- les ponts de type dalle épaisse dont l'une des travées est supérieure à 20 m;
- les ponts de type dalle épaisse dont le biais est supérieur à 20°;
- les ponts de type tablier à poutres et dalles dont l'une des travées est supérieure à 35 m;
- les ponts de type tablier à poutres d'acier dont le biais est supérieur à 20°;

- les ponts de type acier-bois dont l'une des travées est supérieure à 23 m;
- les ponts de type tablier à poutres en béton précontraint dont le biais est supérieur à 30°;
- toutes les structures non courantes dont la conception nécessite une expertise de pointe, notamment les types d'ouvrages suivants :
 - ponts à câbles;
 - ponts en arc;
 - ponts à poutres triangulées;
 - ponts à poutres caissons;
 - ponts à poutres en bois;
 - ponts en aluminium (platelage ou poutres);
 - ponts à béquille;
 - ponts en courbe;
 - ponts avec culées intégrales ou semi-intégrales;
 - ponts mobiles;
 - tunnels routiers.

20.2 NOTE DE CALCUL

La note de calcul doit contenir les documents suivants :

- les calculs de conception justifiant les dispositions qui figurent sur les dessins, incluant le calcul des assemblages, mais excluant les calculs préliminaires qui ont servi au choix de l'ouvrage;
- les calculs du vérificateur;
- les données de saisie et les résultats de sortie des programmes de calculs utilisés pour la conception et la vérification;
- le calcul des quantités des ouvrages du bordereau de soumission;
- les calculs soumis par l'entrepreneur.

20.2.1 Présentation

Les calculs doivent être effectués sur des feuilles prévues à cette fin; le texte et les nombres doivent être écrits lisiblement.

La note de calcul doit être précédée d'une page titre et d'une table des matières et le cartouche de chaque feuille doit être complété.

Le cartouche de chaque feuille doit inclure :

- le numéro de dossier;
- le numéro de la page;
- les initiales du concepteur et, le cas échéant, celles du vérificateur;
- les dates de leur intervention;
- la description abrégée de l'ouvrage;
- l'objet du calcul.

La description abrégée de l'ouvrage et l'objet du calcul peuvent être omis s'ils ne sont pas nécessaires à l'identification de la note de calcul.

La page titre de la note de calcul doit comprendre le numéro de dossier, la description et la localisation de l'ouvrage, la période couverte par la note de calcul, l'identification des normes utilisées et les noms des concepteurs et des vérificateurs.

La table des matières permet de retrouver le calcul de chaque partie de l'ouvrage.

20.2.2 Conservation

La note de calcul doit être versée au dossier de la structure.

20.3 ÉLABORATION DES PLANS

Les modifications apportées aux feuillets de plan pendant les diverses étapes d'un projet doivent être retraçables, et ce, à partir du plan émis pour « Soumission » jusqu'au plan « Tel que construit ». Ces règles sont définies, dans le *Guide de réalisation de plans d'infrastructures de transport* ainsi que dans les documents auxquels il fait référence.

20.4 VÉRIFICATIONS

Les plans et devis d'un projet de construction d'ouvrage d'art et d'un projet comportant des modifications affectant la capacité d'un ouvrage d'art doivent être vérifiés par un ingénieur autre que le concepteur.

La vérification porte sur :

- les données du projet;
- le plan et le rapport de l'avant-projet définitif;
- les calculs de conception;
- les plans et devis définitifs.

20.4.1 Données du projet

Le vérificateur doit s'assurer que les données du projet sont pertinentes et complètes. Ces données comprennent : la topographie, la nature du sol, l'étude géotechnique, l'étude hydraulique, la géométrie de l'ouvrage, les gabarits, les surcharges et les contraintes de construction.

20.4.2 Plan et rapport de l'avant-projet définitif

Le vérificateur doit d'abord s'assurer que les divers types d'ouvrages pouvant s'adapter au site ont été envisagés. Ensuite, il doit vérifier si les solutions retenues satisfont aux critères imposés par les données du projet.

20.4.3 Calculs de conception

Les calculs de conception des ouvrages d'art, des remplacements de tablier de pont, des renforcements et d'élargissement de pont doivent être vérifiés. La vérification des calculs de conception des éléments d'un ouvrage d'art diffère selon que l'élément à vérifier est considéré courant ou non courant, ou s'il s'agit d'un plan type.

a) Élément courant

- Est considéré courant un élément dont la conception et le calcul font appel à des méthodes d'analyse couramment utilisées et dont les calculs et le dimensionnement sont facilement vérifiables au moyen d'abaques, de plans types, de tableaux, de calculs abrégés et à la lumière de projets semblables déjà vérifiés.

b) Élément non courant

- Un élément est considéré non courant lorsqu'il présente des difficultés particulières de conception ou de calcul, ou dont la conception fait appel à des procédés inusités ou à des techniques nouvelles.
- Généralement, sont considérés comme éléments non courants :
 - les travées mobiles;
 - les poutres triangulées;
 - les tabliers à courbure prononcée;
 - les ponts à béquilles inclinées;
 - les tabliers dont une portée dépasse 50 m;
 - les culées dont la hauteur dépasse 10 m;
 - les piles dont la hauteur dépasse 20 m;
 - les éléments d'un pont dont la conception présente des difficultés exceptionnelles à cause de la nature du sol, de la profondeur de l'eau, de la topographie du site ou de toute autre condition particulière;
 - les quais, les débarcadères, les murs de protection contre la mer et les murs de soutènement de plus de 10 m de hauteur.

c) Vérification des calculs

- Le vérificateur doit s'assurer que le dimensionnement de chaque membrure d'un ouvrage est adéquat et que les efforts ou les contraintes dans chacune d'elles sont à l'intérieur des limites permises. La vérification peut être faite au moyen d'abaques, de tableaux, de calculs abrégés, de programmes d'analyse ou par une reprise complète des calculs. Le vérificateur doit aussi s'assurer que tous les éléments structuraux ont été étudiés.
- Les calculs de conception des éléments non courants doivent cependant être vérifiés par un ingénieur qui n'a pas participé à leur élaboration. De plus, la vérification doit être faite à partir des plans, en évitant les méthodes abrégées et les références à la note de calcul du concepteur. Il appartient au vérificateur de décider, avec l'approbation de son supérieur immédiat, si un élément doit être considéré comme courant ou non courant.
- Dans le cas des plans types, la vérification porte sur le choix du plan et sur les valeurs et informations choisies pour le compléter.

20.4.4 Plans et devis définitifs

Le concepteur doit vérifier les cotes des dessins et les quantités des bordereaux d'estimation et de soumission.

L'ingénieur qui a vérifié la note de calcul pour s'assurer que les dessins concordent avec les calculs, les normes, les règles et les directives ou autres documents du Ministère doit vérifier chaque feuillet du plan.

Le vérificateur doit aussi s'assurer que les exigences de construction pour toutes les parties de l'ouvrage sont couvertes par le devis spécial ou par le CCDG.

20.4.5 Plans fournis par l'entrepreneur

Les plans et calculs fournis par l'entrepreneur ont pour objet de compléter, détailler ou expliciter les plans généraux d'une structure. Ils peuvent également concerner tout ouvrage provisoire nécessaire à la réalisation de l'ouvrage.

Les plans d'atelier de la charpente métallique, de la précontrainte, des appareils d'appuis autres que ceux en élastomère fretté, ainsi que les documents concernant les pieux doivent être visés par le concepteur pour s'assurer de leur conformité aux plans et devis. Les plans d'atelier des autres éléments, comme précisé au Manuel de construction et de réparation des structures, doivent être vérifiés et visés par le surveillant, lorsque ceux-ci sont en tous points conformes aux plans et devis. Si l'entrepreneur propose des changements, les plans d'atelier doivent être vérifiés et visés par le concepteur.

Les plans de montage de la charpente, de batardeau, d'étalement, de soutènement temporaire et de tout autre ouvrage provisoire sont de la responsabilité de l'entrepreneur. Il appartient au surveillant de les vérifier, suivant les indications du *Manuel de construction et réparation des structures*, et de faire les interventions qu'il juge nécessaires auprès de l'entrepreneur.

20.4.6 Signes de vérification

L'ingénieur concepteur appose ses initiales sur chaque page de sa note de calcul. Il scelle, signe et date chaque feuillet du plan ainsi que la dernière page du devis spécial et signe le bordereau d'estimation.

Le vérificateur appose ses initiales sur chaque page de sa propre note de calcul et sur chaque page de la note de calcul du concepteur qu'il a vérifiée. Il signe et date chaque feuillet du plan et la dernière page du devis spécial.

20.5 SIGNATURE DES DOCUMENTS

Les documents d'avant-projet et définitifs doivent respecter les exigences qui suivent.

20.5.1 Plans

La page frontispice du plan doit mentionner les noms des ingénieurs et des techniciens ayant participé au projet, ainsi que la date d'émission du plan. Le feuillet doit être signé et scellé par un ingénieur, de préférence le concepteur principal du projet.

Les autres feuillets du plan doivent mentionner le nom des techniciens, la date d'émission du plan et la date de vérification, et porter le sceau et la signature de l'ingénieur concepteur ainsi que la signature du vérificateur.

Les feuillets de reconnaissance de sol, de topographie et de bathymétrie n'ont pas à être signés et scellés par le concepteur ni par le vérificateur. Seule une signature administrative du registraire est requise. Pour plus de détails, consulter le *Guide de réalisation de plans d'infrastructures de transport*.

20.5.2 Bordereau d'estimation

Le bordereau d'estimation doit être signé et daté par la personne qui le prépare et par la personne qui le vérifie.

20.5.3 Devis spécial

La dernière page du devis spécial doit mentionner le nom de la personne qui le prépare et la date d'émission du plan, être signée et scellée par l'ingénieur concepteur, puis être signée et datée par le vérificateur.

20.6 DOCUMENT À L'INTENTION DU SURVEILLANT

Le concepteur doit rédiger un document à l'intention du surveillant dans lequel il lui fait part des paramètres directeurs qui l'ont orienté lors de la préparation des plans et devis, des difficultés prévisibles, des opérations les plus délicates ayant un potentiel de risque plus élevé et des particularités du projet. Ce document contient aussi les informations permettant de reconstituer les quantités indiquées au bordereau d'estimation.

La liste qui suit mentionne les principaux éléments qui doivent être pris en compte par le concepteur lors de l'élaboration du document à l'intention du surveillant. Un exemple de la présentation du document est également donné ci-après.

20.6.1 Listes des éléments à considérer

20.6.1.1 Paramètres directeurs

a) Étude de sols

- Localisation des forages;
- Nature des sols;
- Solutions adoptées;
- Capacité portante :
 - roc;
 - sols;
 - pieux :
 - essai de chargement;
 - essai dynamique.
- Étude spéciale :
 - géologique;
 - géotechnique.

b) Étude hydraulique

- Hydrologie :
 - bassin versant;
 - débits;
 - régime d'écoulement.
- Niveaux d'eau;
- Ouverture libre;
- Dégagement vertical;

- Protection :
 - affouillement;
 - érosion;
 - revêtement en pierres;
 - perré déversé.
- c) Recommandations environnementales
 - Période des travaux;
 - Contexte écologique :
 - contraintes fauniques;
 - aspect habitat faunique.

20.6.1.2 Particularités du projet et difficultés prévisibles

Les principaux articles du bordereau de soumission, la description, des particularités et difficultés inhérentes et les éléments qui nécessitent des plans d'atelier doivent tous être passés en revue.

- a) Travaux connexes
 - Maintien de la circulation;
 - Pont temporaire;
 - Chemin de déviation;
 - Services publics :
 - localisation;
 - précautions;
 - déplacement.
- b) Fondations
 - Excavations 1^{re} classe :
 - relations avec le plan de sondages;
 - confinement au roc.
 - Excavations 2^e classe
 - Coussin :
 - de support;
 - de propreté.
 - Remplissage des excavations :
 - matériaux;
 - mise en œuvre.

- Pieux :
 - enfoncement;
 - type et longueur;
 - pointes;
 - joints;
 - vérification de la capacité portante;
 - pieux caissons :
 - matériaux;
 - mise en œuvre;
 - emboîture.
 - Batardeau :
 - matériaux;
 - dimensions;
 - exigences environnementales.
 - Soutènement temporaire :
 - localisation;
 - description.
 - Bétonnage sous l'eau :
 - matériels et matériaux;
 - mise en œuvre.
- c) Béton
- Matériaux;
 - Joints de construction;
 - Procédé de démolition;
 - Réparation des surfaces.
- d) Armature
- Galvanisée;
 - Soudable;
 - Jonctions mécaniques.
- e) Précontrainte
- Post-tension :
 - plans d'atelier;
 - matériaux;
 - plans et notes de calcul approuvés;
 - mise en tension;
 - coulis d'injection.

– Prétension

- plans d'atelier;
- surveillance en usine;
- plans et notes de calcul approuvés;
- mise en place en chantier :
 - emplacement des grues;
 - restrictions.

f) Charpente métallique

- Plans d'atelier;
- Surveillance en usine;
- Érection :
 - plans de montage;
 - bancs de support;
 - emplacement des grues;
 - restrictions.

g) Travaux de peinture

- Nettoyage des surfaces;
- Matériaux;
- Application.

h) Appareils d'appui

- Plans d'atelier;
- Localisation :
 - précision;
 - ancrages.

i) Techniques particulières

- Mur homologué;
- Instrumentation, mise en place d'appareils ou équipement pour le suivi du comportement de l'ouvrage;
- Autres.

20.6.1.3 Calculs des quantités

Le calcul des quantités doit être fait en détail.

20.6.2 Exemple de document à l'intention du surveillant

Le document à l'intention du surveillant qui suit est un exemple pour la présentation du document.



DOCUMENT À L'INTENTION DU SURVEILLANT

Construction du pont
Au-dessus
Municipalité :
Structure n° :

_____, ing.
Module projets
Direction de la conception des structures

Québec, le

1. PARAMÈTRES DIRECTEURS

1.1 Étude des sols

Les forages se situent dans l'axe de la culée 1 et des piles 2 et 3, à 10 m de l'axe de la culée 4 ; tous les forages ont été réalisés jusqu'au socle rocheux. Compte tenu des sols de nature très différente rencontrés et des recommandations faites, les solutions suivantes ont été adoptées.

À la culée 1, la semelle repose sur des pieux dont les charges prévues aux ÉLUL sont de 1000 kN ; cette capacité doit être obtenue par le battage des pieux jusqu'au refus. La faible capacité de la couche de silt mêlée d'argile nous a amené à choisir cette solution.

La faible capacité portante des dépôts meubles aux appuis 2 et 3 nécessite des pieux foncés au roc. Bien que la capacité portante à la pointe d'un pieu foncé au roc soit évaluée à 2,8 MPa, nous avons plutôt choisi des pieux forés avec une emboîture de deux fois le diamètre du pieu. L'importance des charges à transmettre

À l'unité 4, la semelle est placée au niveau du socle rocheux.

À la culée 1, la capacité géotechnique des pieux doit être vérifiée par des essais dynamiques.

La faible capacité portante des sols à proximité de la rivière amène des restrictions au niveau du fonçage des pieux forés aux piles 2 et 3 et à la mise en place des poutres précontraintes; nous en reparlerons dans les particularités du projet.

1.2 Étude hydraulique

Le cours d'eau au site du pont draine un bassin versant dont la superficie est de 905 km² et est considéré comme étant non navigable. L'analyse hydrologique du bassin donne des débits journaliers de 15,7, 23,3 et 35,5 m³/s et des débits instantanés de 28,2, 44,7 et 59,8 m³/s pour des périodes de récurrence de 10, 20 et 100 ans.

La section de la rivière où se trouve le pont est marécageuse. En période de crues, le niveau de l'eau est contrôlé par le refoulement des eaux de la rivière des Épinettes. Ce refoulement empêche l'écoulement des eaux et des glaces et mène parfois à la formation d'embâcles de glaces qui font monter le niveau des eaux.

L'analyse des niveaux d'eau permet de fixer le niveau des eaux hautes de conception au niveau des eaux hautes extrêmes observé, soit 189,8 m. Les niveaux d'eau sont indiqués au feuillet 2 des plans.

Du point de vue hydraulique, l'ouverture libre minimale est de 18 m, mesurée perpendiculairement aux berges du cours d'eau, et le dégagement vertical, de 1,0 m au-dessus des eaux hautes de conception. Le dégagement requis pour la route tient compte de cette donnée.

Du fait que lors des crues, le site est influencé par le mouvement de refoulement de la rivière, de faibles vitesses de courant sont prévues. Le lit et les berges de la rivière ne sont donc pas susceptibles d'érosion. Cependant, la culée 1, soumise à l'action des eaux, doit être protégée par un revêtement de 800 mm d'épaisseur en pierres de calibre 500-300.

1.3 Recommandations environnementales

Tel que stipulé au devis spécial, le travail en rivière est interdit entre le 1^{er} avril et le 15 juin pour ne pas nuire aux espèces qui frayent à l'embouchure de la rivière.

Les opérations en bordure de la rivière doivent préserver l'intégrité du milieu aquatique. Aucun résidu ne doit être déposé dans le cours d'eau ni en bordure pendant l'exécution des travaux. Les eaux d'infiltration à l'intérieur des pieux forés doivent être pompées hors du chenal principal de la rivière, en direction de la végétation, de façon à réduire la quantité de matières en suspension atteignant les eaux de la rivière.

La seule élimination de la végétation permise est celle nécessaire à la réalisation de l'ouvrage.

2. PARTICULARITÉS DU PROJET ET DIFFICULTÉS PRÉVISIBLES

2.1 Travaux connexes

Services publics

Tel qu'indiqué sur le feuillet de plan topographique, on peut noter la présence d'un drain sanitaire existant à proximité de l'emplacement de la culée 1. La localisation exacte doit en être faite avant le début des travaux d'excavation à la culée 1.

De plus, le déplacement de la ligne électrique doit être effectué avant d'amorcer le fonçage des pieux à la culée 1 afin de permettre leur mise en œuvre.

2.2 Fondations

Excavations au roc

Selon le plan de sondages, les résultats des forages F8 et F9 indiquent la présence d'un grès gris de bonne qualité à la culée 4, au niveau de la semelle prévue. Cependant, ces forages ont été réalisés à 10 m de l'axe de la culée. On devra donc apporter une attention particulière au profil du roc rencontré, car tout écart important entre les élévations du roc prévues et celles rencontrées pourrait entraîner une modification des dimensions de la culée. De plus, le béton de la semelle doit être confiné au roc selon les modalités du CCDG.

Pieux

Le choix des pieux à la culée 1 est laissé à l'entrepreneur, il devrait opter pour des profilés en acier de taille moyenne afin de développer la capacité requise.

Tel que stipulé au devis spécial, trois essais dynamiques sont prévus sur des pieux choisis par le surveillant. Un délai d'attente de deux jours peut être nécessaire entre la fin du battage et le début de l'essai afin de dissiper les pressions interstitielles. Les essais doivent préférentiellement être réalisés sur un pieu au centre de la semelle et sur un autre à chaque extrémité.

La stabilité des remblais sur le bord de la rivière étant précaire, des précautions doivent être prises lors du fonçage des pieux forés.

Tel que stipulé au devis spécial, la masse totale de l'équipement est limitée à 700 kN et l'approche de la grue, à 10 m de l'axe des pieux, cette distance étant mesurée à partir de l'extrémité de la grue. La construction d'une digue ou d'un batardeau à l'emplacement des piles est interdite.

Pendant les travaux, le surveillant doit apporter une attention particulière aux opérations afin de déceler l'apparition éventuelle de fissures indiquant la rupture des sols.

2.3 Précontrainte

Précontrainte par prétension

Même si la précontrainte par prétension est réalisée en usine, le surveillant doit s'assurer que le fabricant exécute les travaux selon les plans d'atelier approuvés et que la mise en tension s'effectue selon les calculs des allongements acceptés.

Tel que mentionné au devis spécial, la faible capacité portante des sols à proximité des piles 2 et 3 et de la culée 1 oblige à ériger les poutres de la travée centrale à partir d'un emplacement à proximité de la culée 4 et de limiter l'approche de la grue à 20 m de l'axe de la pile 3 et même de faire l'érection en deux étapes.

3. CALCULS DES QUANTITÉS

Une copie des calculs des quantités inscrites au bordereau de soumission est annexée au présent document.

Les quantités relatives au béton sont évaluées à 3 décimales près, selon les dimensions indiquées aux plans.

L'excavation au roc est calculée à partir du plan de sondages; l'excavation de 2^e classe est évaluée à partir des élévations du terrain naturel inscrites sur le plan topographique. Les quantités sont donc approximatives.

Toutes les autres quantités sont calculées selon les dimensions indiquées aux plans.

Préparé par : _____
Jos Bleau, ing.
Module projets
Service de la conception des structures

Québec, le XXXXXXXXXXXXXXXX

20.7 APPEL D'OFFRES

Pour ne pas influencer le jeu des soumissions durant la période d'appel d'offres, il est préférable de s'abstenir de fournir une information demandée par un soumissionnaire. Il faut plutôt prendre note de l'information demandée ou de la remarque formulée et aviser le soumissionnaire qu'il sera informé par addenda, s'il y a lieu.

20.8 RÔLE DU CONCEPTEUR LORS DE LA RÉALISATION

Le concepteur doit collaborer avec le surveillant lors de la réalisation des travaux de construction, de réparation ou de renforcement d'ouvrages d'art.

20.8.1 Rôle du concepteur durant les travaux (accompagnement)

Selon la nature des travaux, le concepteur doit s'entendre avec le surveillant sur la fréquence des visites à effectuer au chantier et lui donner son avis lors de l'acceptation de certaines parties des travaux. Minimale, le concepteur doit être présent à la réunion de démarrage (voir section 2.1 du *Guide de surveillance – Chantier d'infrastructures de transport*) et à la première réunion de chantier.

Le surveillant est l'interlocuteur du Ministère auprès de l'entrepreneur. Toute communication entre le concepteur et l'entrepreneur et ses sous-traitants doit se faire par l'intermédiaire du surveillant ou en sa présence.

Le cas échéant, le concepteur transmet par écrit ses instructions au surveillant ainsi que les modifications aux plans et devis. Il lui fournit des explications relatives à l'interprétation des plans et devis et le conseille lorsque des problèmes techniques surviennent. Toute modification au projet qui a une incidence sur la capacité, la durabilité et les coûts de l'ouvrage doit être versée au dossier de surveillance par le concepteur.

Le concepteur vérifie les modifications aux plans et devis proposées par l'entrepreneur et, le cas échéant, en recommande l'acceptation au surveillant. Il vise également les plans d'atelier et les notes de calcul conformément aux spécifications de la section 20.4.5 avant de les retourner au surveillant. Ces documents doivent être produits par l'entrepreneur selon les exigences de la section 6.6 « Plans fournis par l'entrepreneur » du CCDG.

Le concepteur prend connaissance des comptes rendus de réunion de chantier, des avis à l'entrepreneur et des rapports techniques relatifs au contrôle qualitatif des travaux transmis par le surveillant. Le cas échéant, il les commente, y appose ses initiales et les achemine au dossier de surveillance.

Toute correspondance entre le concepteur et le surveillant entraînant une modification aux plans et devis doit transiter via une demande de modification technique (DMT).

Le concepteur assiste généralement le surveillant lors de la réalisation de certaines étapes des travaux comme la mise en tension des câbles et l'injection des gaines d'éléments en béton précontraint par post-tension, la fabrication en usine d'une charpente métallique ou à des expertises servant à déterminer la capacité portante de la fondation. Le concepteur prend connaissance du plan « Tel que construit » qui lui est transmis par la direction générale territoriale.

20.8.2 Exemples du rôle du concepteur

À titre d'information complémentaire, les exemples suivants explicitent le rôle du concepteur à différentes étapes de la construction.

20.8.2.1 Fondations

Si la nature du sol de fondation rencontrée ne correspond pas à celle prévue aux plans, le concepteur doit en être avisé. Le surveillant peut transmettre au concepteur à titre informatif les plans d'ouvrages provisoires, batardeaux, soutènement temporaire, etc.

Le concepteur vise les plans d'atelier des pieux. Il peut également aider le surveillant pendant le fonçage, notamment dans les cas suivants :

- l'utilisation de pieux en béton à base élargie (mise en œuvre et contrôle);
- l'utilisation d'un type de pieux autre que ceux mentionnés au *Manuel de construction et de réparation des structures*;
- l'utilisation d'un vibrofonçeur pour l'enfoncement de pieux.

Le concepteur reçoit du surveillant tous les documents et formulaires préparés lors de l'enfoncement des pieux, ainsi que les résultats des essais.

20.8.2.2 Béton

Le concepteur est informé par le surveillant de la séquence de mise en place du béton.

Le concepteur reçoit du surveillant le plan d'étalement à titre informatif. S'il entrevoit des difficultés à ce sujet, il doit immédiatement en aviser le surveillant.

Le concepteur doit approuver, s'il y a lieu, tout joint de construction non prévu aux plans et devis; cette approbation peut être assortie de certaines instructions particulières.

Le concepteur doit recevoir du surveillant les rapports de laboratoire relatifs au béton.

20.8.2.3 Précontrainte

Le concepteur vise les plans d'atelier et les calculs détaillés de la précontrainte. Avant la mise en tension des câbles, il doit obtenir pour vérification la description des accessoires et des matériaux, les certificats de la capacité des câbles, la procédure de précontrainte, etc.

Lors de la précontrainte des poutres préfabriquées en usine, le concepteur doit assister à la réunion préalable à la fabrication des poutres et être prévenu de toute difficulté survenant lors de leur fabrication; il reçoit les rapports qualitatifs des matériaux et de la mise en tension.

Lors de la précontrainte par post-tension au chantier, le concepteur assiste le surveillant pour la mise en tension des câbles. Le concepteur doit :

- être disponible lors de la mise en tension;
- indiquer la marche à suivre en cas d'anomalie;
- vérifier les forces de précontrainte avant l'injection du coulis;
- obtenir du surveillant les rapports qualitatifs des matériaux et de la mise en tension.

20.8.2.4 Ouvrages en acier

Le concepteur vise les plans d'atelier. De plus, il doit procéder à l'acceptation et faire une vérification complète des joints de chantier différents de ceux prévus aux plans et devis.

Le concepteur doit assister à la réunion préalable à la fabrication des poutres et être prévenu de toute difficulté survenant lors de leur fabrication; il reçoit les rapports qualitatifs des matériaux et d'assemblage.

En cas de non-conformité des matériaux et d'autres problèmes en cours de montage, le concepteur doit être immédiatement avisé.

20.8.2.5 Appareils d'appui, joints de tablier, dispositifs de retenue et drains

Les plans d'ateliers des appareils d'appui, autres que ceux en élastomère fretté, sont transmis par le surveillant au concepteur afin qu'il y appose son visa.

Les plans d'atelier nécessaires à la fabrication des appareils d'appui en élastomère fretté, des joints de tablier, des dispositifs de retenue et des drains sont généralement visés par le surveillant. Ce dernier peut cependant demander au concepteur de faire cette opération s'il ne se sent pas en mesure de valider le contenu de l'un ou l'autre de ces documents.

20.9 PLAN FINAL DE CONCEPTION

Après la réalisation des travaux, les modifications apportées aux plans par le concepteur doivent être inscrites dans un registre des modifications figurant sur chaque feuillet modifié.

Les plans d'atelier visés ou visés et commentés par le concepteur sont intégrés dans les plans finaux de conception. Les plans d'atelier sont insérés à la suite des plans de conception selon une numérotation séquentielle qui suit celle de ces derniers. Pour ce faire, ils sont encapsulés dans le cartouche du Ministère et numérotés séquentiellement à la suite des plans de conception sans que le concepteur signe ou scelle ces plans.

Les plans de statut « Final de conception » ne sont signés et scellés que par le concepteur. Aucune signature du vérificateur n'est requise.

Les feuillets de reconnaissance de sol, de topographie et de bathymétrie n'ont pas à être signés et scellés par le concepteur ni par le vérificateur. Seule une signature administrative du registraire est requise. Pour obtenir plus de détails, on peut consulter le *Guide de réalisation de plans d'infrastructures de transport*.

Les fichiers électroniques des plans finaux de conception en format PDF/A et DWG doivent être transmis par la direction générale territoriale à la Direction générale des structures.

20.10 EXPLOITATION D'UN PONT

20.10.1 Manuel d'exploitation

Lorsqu'un pont est à caractère particulier ou comporte des équipements de pont de types non courants comme des transmetteurs de chocs sismiques, des appareils d'appuis de type isolateur sismique, des appareils de levage permanent, des systèmes d'ajustement de tension de câbles, de l'instrumentation aux fins de suivi, etc., un manuel d'exploitation doit être élaboré par le concepteur et conservé au dossier de ce pont.

20.10.2 Suivi d'un pont

Comme le tablier d'un pont tend à fléchir, il importe de connaître la variation de son profil longitudinal dans le temps et de s'assurer que les flèches constatées à une période donnée n'étaient pas présentes immédiatement après la fin de la construction de l'ouvrage. Cette information est nécessaire pour déterminer la cambrure ou des coefficients de déformation de futurs ponts, ou pour procéder au renforcement structural d'un pont dont le fléchissement devient trop prononcé.

Il est nécessaire de recueillir certaines données pour déterminer la variation du profil longitudinal d'un pont. On trouvera ci-dessous quelques remarques à ce sujet concernant le choix des ponts à observer, la fréquence des relevés, les repères de nivellement, la précision des élévations, la localisation des points, les notes connexes et la mise en plan du relevé.

Une copie de chaque relevé mentionné au présent article doit être transmise à la Direction générale des structures pour être consignée au dossier de structure du pont concerné.

20.10.2.1 Relevé de fin des travaux

À l'exception des ponts acier-bois, tous les ponts doivent faire l'objet d'un relevé de profil à la fin des travaux de construction.

Ce relevé consiste à établir le profil du tablier sur le dessus des côtés extérieurs du chasse-roue, du trottoir ou de la glissière en béton de chaque côté du pont, au quart des travées et au-dessus des unités de fondation. Celui-ci est réalisé sous la responsabilité du surveillant des travaux de construction et doit être complété suivant les indications prévues au *Manuel de construction et de réparation des structures*.

20.10.2.2 Suivi du fléchissement d'un pont

En plus du relevé de fin de construction, un suivi du fléchissement conforme aux exigences suivantes est requis pour des ouvrages plus complexes. Ce suivi peut être unique (un an après la construction), annuel ou semestriel selon le type de pont.

Les ponts ayant une travée de plus de 50 m doivent faire l'objet, un an après leur construction, d'un deuxième relevé de profil réalisé par l'unité administrative responsable de l'ouvrage, aux mêmes endroits que le relevé de fin de construction.

Par contre, un relevé annuel, effectué au printemps, est requis pour les ponts ayant l'une des caractéristiques suivantes :

- travée supérieure à 100 m;
- tablier qui montre des signes de fléchissement anormaux;
- pont situé sur un sol instable;
- pont construit par encorbellement.

Finalement, certains ponts peuvent nécessiter des relevés semestriels effectués aux températures moyennes (habituellement en avril et en octobre). La Direction générale des structures détermine les ponts devant faire l'objet de ce type de relevé de profil ainsi que la fréquence et l'arrêt des relevés. Généralement, le relevé devrait être semestriel au cours des cinq premières années et annuel au cours des cinq années suivantes. Un relevé sera effectué à la quinzième année pour un pont en béton ayant une travée supérieure à 100 m ou construit par encorbellement. Pour un pont en acier

ayant une travée supérieure à 100 m, un relevé à la première année est généralement suffisant. La fréquence et l'arrêt des relevés des ponts construits sur un sol instable ou dont le tablier montre des signes de fléchissement anormal sont fonction de chaque structure, car ces problèmes ne peuvent être prévus lors de la conception et se manifestent généralement après la construction.

Repères et précision

Comme il importe que les élévations relevées soient fiables, il faut s'assurer de la précision de l'instrument et de la stabilité de deux repères de nivellement permanents. L'instrument 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.

Localisation des points

Les points relevés sont localisés avec précision sur le dessus du chasse-roue ou de la glissière en béton de chaque côté du tablier. Dans le sens longitudinal, ils sont équidistants et localisés de façon symétrique par rapport aux piles et aux extrémités du tablier; ils sont espacés à environ 3 m et, si possible, situés près de la semelle d'un poteau de dispositif de retenue. Les points peuvent être matérialisés soit par une marque de peinture à l'époxy faite sur la tête d'un boulon d'un poteau de dispositif de retenue, soit par la tête d'un clou galvanisé placé dans le béton frais de la glissière en béton ou du chasse-roue.

Notes

Les notes du relevé comprennent un croquis du pont, l'emplacement, la description et l'élévation des repères de nivellement et des points, la date, la température, le degré d'ensoleillement et le nom du chef d'équipe.

Plan

Le plan sur lequel sont transcrits les relevés comprend d'abord une vue du pont localisé par rapport aux points cardinaux et montrant le sens du courant ou la direction de la voie inférieure selon le cas, la direction de la voie supérieure et l'emplacement des points relevés. Il comprend aussi un tableau où sont inscrites les élévations théoriques du dessus du chasse-roue ou de la glissière en béton et les élévations notées lors de chaque relevé. Les notes pertinentes à un relevé sont inscrites en regard de chaque ligne du tableau, et la description des repères de nivellement vis-à-vis du plan du pont.

Après chaque relevé, le plan est mis à jour et est classé au dossier du pont.

20.11 GUICHET UNIQUE DE QUALIFICATION DES PRODUITS ET DES FOURNISSEURS (GUQ)

Le Guichet unique de qualification des produits et des fournisseurs (GUQ) assure la mise en œuvre d'un programme ministériel d'évaluation de la qualité des produits et des fournisseurs. Ce dernier comprend deux processus :

- Qualification des produits;
- Qualification des fournisseurs.

20.11.1 Qualification des produits

La qualification des produits comprend l'évaluation d'un nouveau produit ou d'une nouvelle technologie et l'homologation d'un produit.

20.11.1.1 Évaluation d'un nouveau produit ou d'une nouvelle technologie

L'évaluation de nouveaux produits est le processus permettant d'évaluer l'aptitude ou la capacité d'un produit à satisfaire aux exigences du Ministère. L'entreprise souhaitant présenter un nouveau produit ou une nouvelle technologie doit en faire la demande par écrit et soumettre son dossier au même moment.

Le produit sera analysé et des essais seront faits au besoin. Au final, un avis technique sera émis pour le produit éprouvé.

Un produit éprouvé est un produit qui correspond aux exigences techniques du Ministère et dont le potentiel d'utilisation et/ou la qualité à l'usage ont été confirmés par un avis technique favorable. L'avis technique ne constitue pas un engagement du Ministère à acquérir ces produits.

Une liste de produits évalués est mise à la disposition des directions générales et des directions du Ministère uniquement.

20.11.1.2 Programme d'homologation

L'homologation d'un produit est l'acte par lequel le Ministère reconnaît la conformité d'un produit aux exigences d'un programme.

Le fournisseur désirant faire homologuer un produit doit constituer un dossier de demande conforme aux exigences du programme concerné en remplissant notamment le ou les formulaires prévus à cette fin.

Le processus d'homologation comprend trois étapes : la présentation du dossier, l'étude du dossier et les essais lorsque requis. À la fin de ce processus, un avis technique est émis pour chaque produit qui répond aux exigences du programme.

Les produits homologués dans le cadre du programme d'homologation sont les seuls produits qui seront considérés lors d'un appel d'offres.

Une liste des produits homologués est diffusée sur le site Internet du Ministère et mise à la disposition des organismes intéressés. L'inscription d'un produit sur la liste d'homologation ne garantit pas que le fournisseur de ce produit se verra accorder un contrat et ne le libère pas de l'obligation de respecter toutes les exigences contractuelles.

20.11.2 Qualification des fournisseurs

La qualification des fournisseurs est l'acte par lequel le Ministère reconnaît officiellement, dans le cadre d'un programme de qualification précontractuelle, la capacité d'un fournisseur à répondre aux critères et exigences établis par le Ministère relativement à un produit spécifique.

20.12 MURS

Seuls les murs reconnus par le Ministère doivent être considérés dans le cadre d'un projet.

La liste des murs reconnus par le Ministère et les critères de sélection des murs se retrouvent au tableau 5.3-2 « Sélection des murs de soutènement » du *Tome III – Ouvrages d'art* des normes du Ministère.

20.12.1 Définitions

Mur de soutènement

Ouvrage destiné à soutenir les terres.

Mur reconnu par le Ministère

Mur dont le concept est reconnu officiellement conforme aux exigences du Ministère et qui, de ce fait, est inscrit au tableau 5.3-2 « Sélection des murs de soutènement » du *Tome III – Ouvrages d'art* des normes du Ministère.

Mur prédimensionné

Mur dont les dimensions sont préétablies par la Direction générale des structures et qui peut être utilisé directement en respectant les exigences du chapitre 5 « Murs », du *Tome III – Ouvrages d'art* des normes du Ministère.

Mur homologué

Mur ayant obtenu le statut de produit homologué dans le cadre du programme d'homologation « Mur de soutènement HOM 5625-100 » du Ministère géré par la Direction générale des contrats par le biais du Guichet unique de qualification des produits et des fournisseurs. Ce mur peut faire l'objet d'une protection légale. La conception, la fourniture des matériaux, le soutien technique ou la réalisation sont assumés par le fournisseur.

20.12.2 Préparation des plans et devis

La direction générale territoriale a la responsabilité de la conception et de la préparation des plans et devis de tout projet de mur de soutènement.

La direction générale territoriale peut préparer les plans et devis de tout mur de soutènement prédimensionné et/ou homologué.

Un mur en voie d'homologation peut être présenté à titre de projet pilote par le Ministère comme autre proposition lors d'un appel d'offres.

Pour un projet où la surface apparente de l'ensemble des murs est inférieure à 150 m², il faut préparer les plans et devis pour le mur reconnu par le Ministère qui convient le mieux au projet. Dans le cas d'une culée, la mise en place d'un mur en béton coulé en place intégré à la structure (mur en retour en console) est à privilégier.

Pour les autres projets, il faut préparer les plans et devis pour **tous les murs** qui conviennent au projet. Lorsqu'un mur qui n'est pas homologué ni prédimensionné semble être une solution acceptable et économique, les plans et devis pour ce mur doivent être préparés par la Direction générale des structures ou par une firme de consultants compétente dans ce domaine. Si un seul mur homologué convient au projet, il faut préparer les plans et devis pour un autre type de mur reconnu par le Ministère et l'ajouter au projet comme autre proposition.

20.12.2.1 Conception

a) Mur homologué

Les plans et devis d'un mur homologué doivent contenir toutes les données de conception permettant à l'entrepreneur d'élaborer la note de calcul et les plans d'atelier de l'ouvrage à réaliser.

Ces données de conception sont les suivantes :

- un relevé topographique ou des sections transversales du terrain naturel au site du projet;

- la géométrie du mur, en supposant que la paroi est verticale :
 - l'axe du parement;
 - la longueur du mur;
 - la largeur disponible pour la construction;
 - une vue en élévation;
 - une vue en profil;
 - la profondeur de fiche dans le sol;
 - le traitement architectural.
- les ouvrages connexes :
 - l'éclairage;
 - les utilités publiques;
 - la signalisation;
 - dispositif de retenue;
 - structure pouvant entrer en conflit avec les éléments du mur.
- les étapes de construction;
- les critères de conception :
 - la durée de vie;
 - les données de l'étude géotechnique nécessaires à la conception de la fondation et du mur;
 - les surcharges provenant d'une roue de véhicule, d'un dispositif de retenue, de poteaux ou de lampadaires;
 - l'utilisation de panneaux de signalisation ou de lampadaires au-dessus du mur ou à proximité;
 - le niveau de la nappe phréatique ou des hautes eaux;
 - les tassements prévus aux états limites d'utilisation.
- les caractéristiques des matériaux de remplissage :
 - l'angle de friction interne;
 - le poids volumique (kN/m^3).
- le devis spécial spécifique au projet.

Conformément aux exigences du CCDG l'entrepreneur doit soumettre les plans d'atelier, la note de calcul de l'ouvrage et le devis de construction.

Les plans d'atelier et le devis de construction doivent contenir toutes les données nécessaires à la réalisation à l'usine et au chantier.

b) Mur prédimensionné

Les plans d'un mur prédimensionné sont élaborés à partir des indications contenues au chapitre 5 « Murs », du *Tome III – Ouvrages d'art* des normes du Ministère.

c) Autres murs reconnus par le Ministère

Pour tous les autres murs reconnus par le Ministère, les plans et devis fournissant toutes les données nécessaires à la construction de l'ouvrage sont préparés par la Direction générale des structures ou une firme de consultants compétente dans ce domaine.

20.12.2 Documents d'appel d'offres

Lorsqu'un choix d'options est offert au soumissionnaire, il faut insérer au devis spécial le texte suivant :

L'entrepreneur doit soumissionner seulement sur l'une des options suivantes :

- Option 1 « Mur _____ »
- Option 2 « Mur _____ »
- Option x « Etc. »

Le paiement des murs s'effectue de la manière suivante :

- Si toutes les options de murs sélectionnées sont des murs homologués, prévoir un seul article au bordereau pour le paiement du mur de soutènement au mètre.
- Si toutes les options de murs sélectionnées sont des murs non homologués, inclure au bordereau les articles couvrant les matériaux : béton, armature, bois traité, ouvrage en acier, etc.
- Si les options de murs sélectionnées sont des deux catégories (homologués et non homologués), toutes les options de murs (homologués ou non) doivent être payées au mètre afin de pouvoir comparer les prix entre eux.

20.12.3 Relevé à la fin des travaux

Tous les murs homologués doivent faire l'objet d'un relevé du profil de la paroi du mur à la fin des travaux.

Ce relevé consiste à établir le profil de la façade apparente sur toute la longueur du mur à partir d'un quadrillage de 1,5 m par 1,5 m d'espacement maximal. Selon l'axe vertical, le relevé doit comprendre minimalement un point de mesure sur le dessus du mur, sa base (après remblayage) ainsi qu'à la mi-hauteur de la partie visible.

20.13 PONCEAUX

Seuls les ponceaux reconnus par le Ministère doivent être envisagés dans le cadre d'un projet.

La liste des ponceaux reconnus par le Ministère et les critères de sélection des ponceaux se retrouvent au tableau 4.5-1 « Sélection des ponceaux » du chapitre 4, « Ponceaux » du *Tome III – Ouvrages d'art* des normes du Ministère.

20.13.1 Définitions

Ponceau

Ouvrage d'art, généralement placé sous un remblai, dont la fonction principale est de permettre le passage de l'eau.

Ponceau reconnu par le Ministère

Ponceau dont le concept est reconnu officiellement conforme aux exigences du Ministère et qui, de ce fait, est inscrit au tableau 4.5-1 « Sélection des ponceaux » du *Tome III – Ouvrages d'art* des normes du Ministère.

Ponceau prédimensionné

Ponceau dont les dimensions sont préétablies par la Direction générale des structures et qui peut être utilisé en complétant les plans types disponibles au chapitre 7 du *Manuel de conception des ponceaux*. Il peut être préfabriqué ou coulé en place.

Ponceau homologué

Ponceau ayant obtenu le statut de produit homologué dans le cadre du programme d'homologation « Ponceau HOM 5620-100 » du Ministère géré par la Direction générale des contrats par le biais du Guichet unique de qualification des produits et des fournisseurs. Ce ponceau peut faire l'objet d'une protection légale. La conception, la fourniture des matériaux, le soutien technique ou la réalisation sont assumés par le fournisseur. Les ponceaux homologués doivent reposer sur des fondations superficielles. Ils sont constitués d'éléments préfabriqués.

20.13.2 Préparation des plans et devis

La direction générale territoriale a la responsabilité de la conception et de la préparation des plans et devis de tout projet de ponceau.

La direction générale territoriale peut préparer les plans et devis de tout ponceau prédimensionné et/ou homologué.

Un ponceau en voie d'homologation peut être présenté à titre de projet pilote par le Ministère comme autre proposition lors d'un appel d'offres.

Pour un projet dont l'ouverture du ponceau est inférieure à 4,5 m, il faut préparer les plans et devis pour le ponceau reconnu par le Ministère qui convient le mieux au projet.

Pour tous les autres projets, il faut préparer les plans et devis pour tous les ponceaux qui conviennent au projet. Lorsqu'un ponceau qui n'est pas homologué ni prédimensionné semble être une solution acceptable et économique, les plans et devis pour ce ponceau doivent être préparés par la Direction générale des structures ou une firme de consultants compétente dans ce domaine. Si un seul ponceau homologué convient au projet, il faut préparer les plans et devis pour un autre type de ponceau reconnu par le Ministère et l'ajouter au projet comme autre proposition.

Pour les ponceaux homologués, il faut indiquer sur la ou les sections transversales illustrées aux plans, les dimensions minimales et maximales d'ouverture et de flèche afin de permettre au fournisseur de choisir le type de section transversale la plus appropriée au projet. Pour les ponceaux autres qu'homologués, si plus d'une section transversale est possible parmi les options de ponceaux qui conviennent au projet, indiquer l'ouverture minimale pour chaque section transversale sur les plans.

20.13.2.1 Conception

a) Ponceau homologué

Les plans et devis d'un ponceau homologué doivent contenir toutes les données de conception permettant à l'entrepreneur d'élaborer la note de calcul et les plans d'atelier de l'ouvrage à réaliser.

Ces données de conception sont les suivantes :

- un relevé topographique;
- la géométrie du ponceau :
 - l'axe du ponceau;
 - la longueur du ponceau;
 - la largeur disponible pour la construction;
 - une vue en élévation;
 - une vue en profil;
 - le mur de tête;
 - le mur parafouille.
- les ouvrages connexes :
 - le dispositif de retenue;
 - les utilités publiques.

- les étapes de construction;
- les critères de conception :
 - la hauteur de remblai au-dessus du ponceau;
 - les charges routières (CL-625);
 - les données de l'étude géotechnique nécessaires à la conception de la fondation;
 - le niveau de la nappe phréatique ou des hautes eaux;
 - les tassements prévus aux états limites d'utilisation;
 - la durée de vie.
- les caractéristiques des matériaux de remblai;
- le devis spécial spécifique au projet.

Conformément aux exigences du CCDG, l'entrepreneur doit soumettre les plans d'ateliers, la note de calcul de l'ouvrage et le devis de construction.

Les plans d'atelier doivent contenir toutes les données nécessaires à la réalisation à l'usine et au chantier.

b) Ponceau prédimensionné

Les plans d'un ponceau prédimensionné sont élaborés à partir des indications contenues au Manuel de conception des ponceaux.

c) Autres ponceaux reconnus par le Ministère

Pour tous les autres ponceaux inclus à la liste, les plans et devis fournissant toutes les données nécessaires à la construction de l'ouvrage sont préparés par la Direction générale des structures ou une firme de consultants compétente dans ce domaine.

20.13.2.2 Documents d'appels d'offres

Lorsqu'un choix d'options est offert au soumissionnaire, il faut insérer au devis spécial le texte suivant :

L'entrepreneur doit soumissionner seulement sur l'une des options suivantes :

- Option 1 « Ponceau _____ »
- Option 2 « Ponceau _____ »
- Option x « Etc. »

Le paiement des ponceaux s'effectue de la manière suivante :

- Si toutes les options de ponceaux sélectionnées sont des ponceaux préfabriqués, prévoir un seul article au bordereau pour le paiement du ponceau au mètre.
- Si toutes les options de ponceaux sélectionnées sont des ponceaux coulés en place, inclure au bordereau les articles couvrant les matériaux : béton, armature, etc.
- Si les options de ponceaux sélectionnées sont des deux catégories (préfabriqués et coulés en place), toutes les options de ponceaux préfabriqués ou coulés en place doivent être payées au mètre afin de pouvoir comparer les prix entre eux.