

MANUEL DE CONCEPTION DES STRUCTURES

VOLUME 1

OCTOBRE 2009

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 des structures qu'à l'extérieur du Ministère. Nous tenons à souligner leur contribution.

MISE À JOUR

MÉMO DE MISE À JOUR
MANUEL DE CONCEPTION DES STRUCTURES VOLUME 1 : NOUVELLE ÉDITION

Date :	2009-10-30
--------	------------

Version :	OCTOBRE 2009
-----------	--------------

Veuillez trouver ci-joint les plus récentes modifications apportées au manuel, bien vouloir retirer les pages actuelles et les remplacer par les pages révisées tel que décrit ci-après:

SECTION	RETIRER Page	AJOUTER Page	REMARQUES
Chapitre 1 Généralités			Article 1.8.3 : Ajout des dalles épaisses évidées et des chevêtres de type « en T inversé » aux systèmes structuraux à ne pas utiliser.
Chapitre 2 Durabilité			Article 2.2.4.1 : Ajout d'une longueur (3m) à partir de laquelle on devrait considérer la mise en place d'une retenue latérale au bas des drains verticaux. Figure 2.2-3 : Ajout d'une descente de drainage du côté gauche.
Chapitre 4 Calcul parasismique			Article 4.4.2 : Correction de la référence à S6 (4.4.10.4.2 au lieu de 4.4.10.2). Article 4.4.4 : Ajout de la définition de dispositif d'assemblage. Telle la définition de la version anglaise de S6 et qui précise que cela s'applique également à ceux intégrés aux appareils d'appui.
Chapitre 5 Méthodes d'analyse			Article 5.3 : Ajout de la limite de 1,8 mètre, comme longueur maximale de porte-à-faux, pouvant être utilisée avec la méthode simplifiée. Exemple 3 : Corrections multiples de cet exemple pour 2 raisons : <ul style="list-style-type: none"> ○ l'équation de C_f pour les poutres de rive d'un tablier à 2 voies, a été modifiée dans la version 2006 de S6 ○ Le facteur de correction à appliquer dans le cas des porte-à-faux $> 0,5 S$, se fait sur la valeur de F_m et au lieu de F.
Chapitre 6 Fondations			Article 6.3 : Ajout des culées en bois de type caisson à claire voie pour les culées des ponts acier-bois. Figure 6.4-1 : Modifications du détail pavage-granulat au-dessus de la dalle de transition, à

SECTION	RETIRER Page	AJOUTER Page	REMARQUES
<p>Chapitre 8 Ouvrages en béton</p>			<p>l'arrière du garde-grève.</p> <p>Article 6.5.1 : Ajout d'une précision à l'effet de négliger la retenue latérale autour des pieux dans une zone à risque de liquéfaction potentielle.</p> <p>Article 6.5.2 : Ajout de cet article pour des considérations à tenir comptes dans le dimensionnement des pieux en acier :</p> <ul style="list-style-type: none"> ○ Réduction des sections pour tenir compte de la corrosion (tel CCDG); ○ Recommandations de ICCA relatives a l'utilisation de l'acier ASTM A500 en équivalence à de l'acier G40.20/21 (propriété de section réduite en raison des tolérances plus grandes de A500). <p>Figure 6.5-2 : Pointe conventionnelle pour pieu tubulaire en acier : Retrait de la notion de soudure à pénétration complète (pointe sur tube).</p> <p>Tableau 8.1.1 : Tableau simplifié et donné à titre d'exemple seulement, en raison du trop grand nombre de cas. C'est le tableau de la norme (tome III) qui donne toute l'information à cet effet.</p> <p>Sections 8.2 et 8.3 : Remplacement du terme « étriers » par « armature transversal de cisaillement » (terme de S6).</p> <p>Article 8.2.2.2 : La précision relative à l'épaisseur minimale des dalles minces (200 mm) a été introduite dans le texte (au lieu de simplement dans l'exemple). On ajoute également que, dans les cas de dalle où l'on prévoit de la précontrainte transversale, l'épaisseur minimale est de 225 mm.</p> <p>Article 8.2.4.2 : Ajout de critères pour l'espacement maximal de l'armature de cisaillement transversal de cisaillement (fonction de la valeur de V_f).</p> <p>Article 8.2.4.3 : Ajout d'un critère pour l'espacement maximal de l'armature de cisaillement transversal perpendiculaire à l'armature principale.</p> <p>Article 8.3.2.1 : Ajout de quelques notions relatives aux armatures transversales de cisaillement pour la conception des ouvrages en béton précontraint par post-tension.</p>

SECTION	RETIRER Page	AJOUTER Page	REMARQUES
<p data-bbox="199 262 488 380">Chapitre 12 Dispositifs de retenue et support d'équipements routiers</p> <p data-bbox="220 506 467 590">Chapitre 16 Ouvrages renforcés de fibre</p> <p data-bbox="272 657 415 716">Chapitre 18 Documents</p> <p data-bbox="248 1083 440 1167">Chapitre 19 Procédures administratives</p>			<p data-bbox="915 262 1451 346">Article 12.2 : Ajout d'une exigence à l'effet de prévoir un minimum de 2 poteaux sur les murs en retour.</p> <p data-bbox="915 384 1451 468">Figures 12.2-1 à 12.2-7 et 12.2-10 à 12.2.12 : Ajout d'un chanfrein du côté intérieur du larmier.</p> <p data-bbox="915 506 1451 564">Ajout des glissières 202M et 202ME et figures associées à celles-ci.</p> <p data-bbox="915 602 1451 661">Figures 16.4-1 et 16.4-2 : Ajout d'un chanfrein du côté intérieur du larmier.</p> <p data-bbox="915 665 1451 774">Général : Corrections de l'expression « identification technique » par « numéro de plan » et de la nomenclature de ces numéros de plans.</p> <p data-bbox="915 812 1451 930">Article 18.3.5 : retrait de l'annexe D1 « Glissière en béton pour chantier (pont) ». Ces éléments se retrouveront aux DN du tome III des normes (Janvier 2010).</p> <p data-bbox="915 968 1451 1052">Article 18.5 : Harmonisation des termes des ouvrages listés et ajout du refroidissement des constituants.</p> <p data-bbox="915 1089 1451 1207">Article 19.1.1 : Ajout d'une précision à l'effet que l'acceptation de concept est aussi requise dans les cas de remplacement de tablier et d'élargissement de pont.</p> <p data-bbox="915 1245 1451 1329">Article 19.1.3 : Ajout des ponts à culées intégrales et semi-intégrales aux types d'ouvrages non courants listés.</p> <p data-bbox="915 1367 1451 1451">Correction de la longueur de portée limite pour les ponts acier bois (23 mètres au lieu de 24) telle la norme.</p> <p data-bbox="915 1488 1451 1577">Article 19.4.1 : Retrait de la notion à l'effet que la page frontispice devait porter la signature du gestionnaire autorisé.</p>

MANUEL DE CONCEPTION DES STRUCTURES

VOLUME 1

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, 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 connexes
Chapitre 18	Documents
Chapitre 19	Procédures administratives
Annexe A	Dessin assisté par ordinateur

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	1-3
1.3.5	CCDG	1-3
1.4	TOPOMÉTRIE ET TOPOGRAPHIE	1-4
1.4.1	Généralités	1-4
1.4.2	Procédure	1-4
1.5	HYDROLOGIE ET HYDRAULIQUE	1-4
1.6	FONDATEMENTS	1-5
1.7	GÉOMÉTRIE ET GABARIT	1-5
1.7.1	Généralités	1-5
1.7.2	Gabarit d'une voie ferrée	1-5
1.8	CHOIX D'UN TYPE DE PONT	1-7
1.8.1	Généralités	1-7
1.8.2	Contraintes à respecter	1-7
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 phase	1-12
1.9.3	Accès pour l'inspection et l'entretien	1-12
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	1-30
1.11.1	Règles de dessin	1-30
1.11.2	Confection des plans	1-33

Le texte des normes suivantes contient des exigences particulières ou 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, dessins, tableaux et figures complémentaires aux exigences du Tome III – Ouvrages d'art des normes du ministère des Transports du Québec, 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 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 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 4 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 en utilisant le système international de normes.

* *Abréviations correspondant à la dénomination française.*

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

Conseil canadien des normes
270, rue Albert, bureau 200
Ottawa (Ontario) K1P 6N7

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'indication contraire, toute référence à la norme CAN/CSA-S6, fait appel à la version 2006 (CAN/CSA-S6-06) de celle-ci.

Pour en faciliter la consultation, les subdivisions du « Manuel de conception des structures » sont sensiblement identiques à celle de la norme CAN/CSA-S6.

1.3.4 Normes CSA

Voici la liste des principales normes CSA utilisées dans la conception des 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.
CAN/CSA-G164 :	Galvanisation à chaud des objets de formes irrégulières.
G189 :	Sprayed metal coating for atmospheric corrosion protection.
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 des Transports.

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 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 de vérifier si 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 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 ainsi qu'à la section 2.6 « Fondations » du Tome III des normes du Ministère.

1.7 GÉOMÉTRIE ET GABARIT

1.7.1 Généralités

La géométrie et le gabarit d'espace libre doit tenir compte des critères de conception établis aux sections 2.1.4.1 et 2.1.4.2 du Tome III des normes du Ministère.

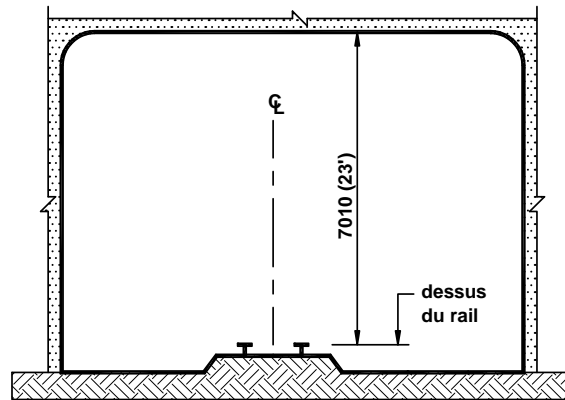
1.7.2 Gabarit d'une voie ferrée

1.7.2.1 Dégagement

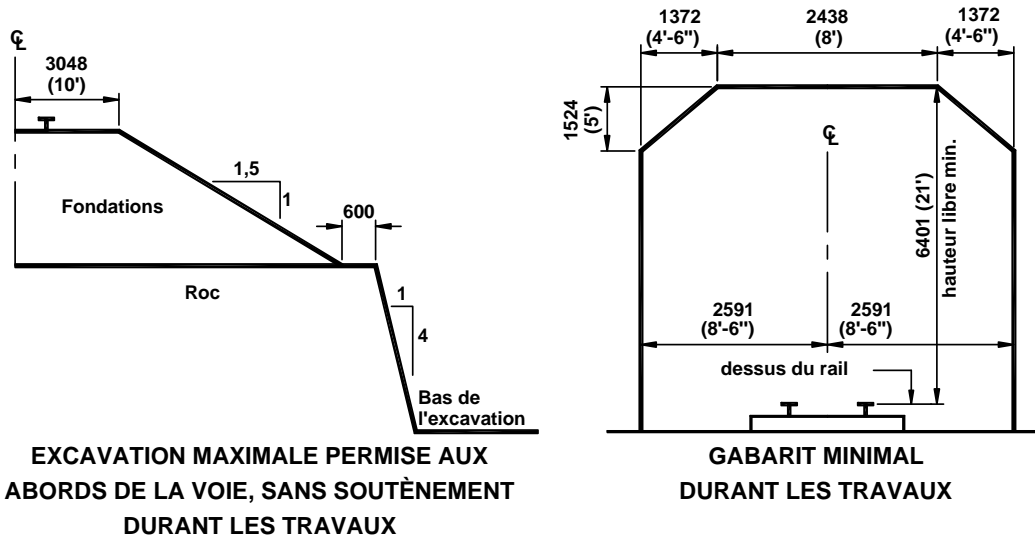
Les dégagements doivent respecter ceux indiqués à la figure 1.7-1.

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 des lignes directrices en vigueur au moment où il prépare le projet.



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



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 faire le choix du 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 résulte 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 suivant la portée principale. Le tableau 1.8-2 reprend certaines des contraintes en fonction des types de ponts; cette grille de décision permet de cerner avec plus de précision le type de pont à choisir face aux possibilités déjà connues. D'importantes restrictions relatives à l'utilisation de certains types de tablier sont données à l'article 1.8-3.

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

Ces tableaux ne couvrent 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 chapitre 4 - Ponceaux, du Tome III – Ouvrages d'art des normes du Ministère ainsi que le « Manuel des ponceaux » publié par la Direction 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
- Étaieement
- 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 pont selon la portée

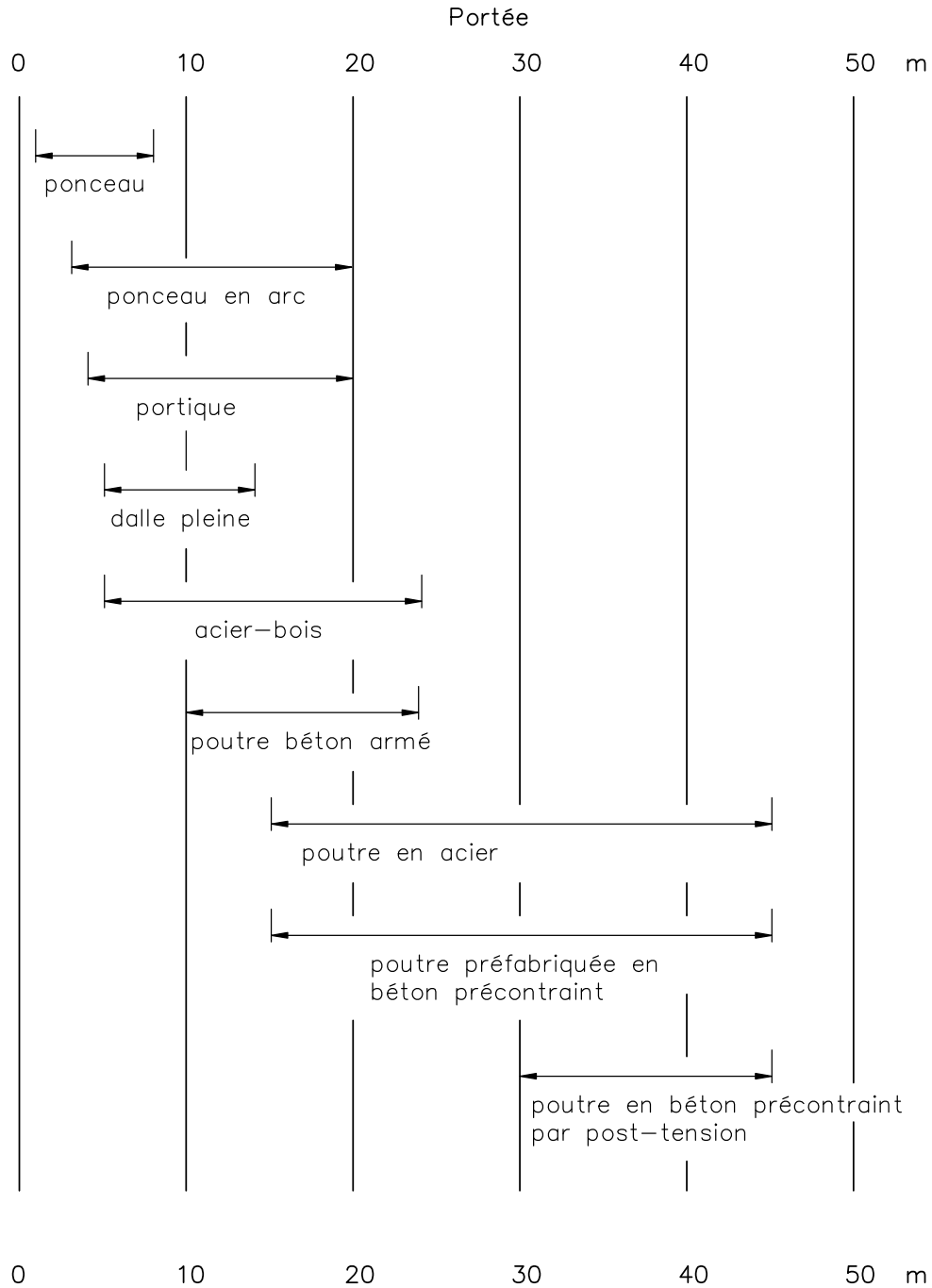


Tableau 1.8-2 Types de pont en fonction des contraintes

Type de ponts	CONTRAINTES								
	Portée L (m)	Épaisseur du tablier	Biais	Sol * (kPa) ÉLUT	Remblai	Étaieiment	Préfabrication	Délai de construction	Entretien
Ponceau	1 à 8	selon le type	< 30°	> 75	oui	oui	possible	moyen à court	faible
Ponceau en arc en béton	3 à 20	L/30	non	> 150	oui	oui	possible	moyen à court	faible
Portique en béton	5 à 20	L/30 à L/15	< 20°	> 150	possible	oui	non	moyen	faible
Dalle pleine en béton	6 à 15	L/30 à L/20	< 30°	> 150	non	oui	non	moyen	faible
Pont acier-bois	6 à 25	L/25	< 20°	> 75	non	non	oui	court	moyen
Poutre en béton	10 à 25	L/20	< 30°	> 150	non	oui	possible	long à moyen	moyen
Poutre en acier, dalle en béton	15 à 45	L/25	< 20°	> 150	non	non	oui	moyen	moyen
Poutre préfabriquée en béton précontraint	20 à 45	L/16 à L/22	< 30°	> 300	non	non	oui	moyen	moyen
Poutre en béton précontraint par post-tension	30 à 45	L/28	< 30°	> 300	non	oui	non	long	moyen

* L'utilisation de pieux rend possible la construction sur un sol de capacité inférieure à 150 kPa.

1.8.3 Types de tablier de pont non recommandés

Étant donné le fait que la norme CAN/CSA-S6 favorise un comportement ductile des ouvrages en cas de désordre structural, autrement dit qu'une redondance soit présente, les tabliers constitués des systèmes structuraux suivants ne doivent pas être utilisés :

- Ceux qui nécessitent des appuis de type « chaise » en travée ou toute autre 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 (apparents ou intégrés 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, tel que prescrit à l'article 8.2.4 de ce manuel.

1.8.4 Limitations relatives au transport d'éléments préfabriqués

L'utilisation d'éléments préfabriqués dans les ouvrages d'art, doit considérer les restrictions de charges et de dimensions applicables lorsque leur transport doit se faire par des voies routières.

À titre d'exemple, en considérant la charge maximale permise de 60 tonnes, les poutres en béton préfabriquées de type NEBT 1600 ne devraient pas avoir une longueur supérieure à 40,8 mètres alors que celles de type NEBT 1800 ne devraient pas excéder 38,4 mètres. Il est à noter que dans certains cas, lorsque le nombre de poutres est considérable, la fabrication sur le site doit être considérée.

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 l'article 1.8.3.3 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 due aux véhicules automobiles (5 kN/m/voie sans impact).

La section « Diaphragme en béton armé » du chapitre 8 du présent manuel présente un tableau donnant 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'appuis 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 phase

Lorsqu'un tablier est construit par phase, 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 structurellement de la phase déjà construite. Les contreventements ou diaphragmes vis-à-vis 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 fermé 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.

1.10 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, et ces règles ne sont pas toujours suffisantes pour créer un beau pont. Mais 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 références 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 son but, sa fonction, qui est de supporter des charges au-dessus d'un obstacle. La fonction inclut la limitation des déformations et des oscillations, et 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 d'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., donc 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, tout accessoire superflu ou non nécessaire.

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

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 exagérer leur 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 en modifiant, par exemple, 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 en le regardant de biais.

1.10.2.6 Intégration à l'environnement

La structure doit être adaptée à son environnement rural, urbain et humain 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 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, 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; ils nous permettent de trouver et de développer 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 créatrice dans une structure. Un beau pont ne coûte pas nécessairement plus cher.

1.10.3 Règles pratiques

À partir 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 ou presque 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 de traverser un obstacle en biais, dans ce cas elles suivront le biais (figure 1.10-3).

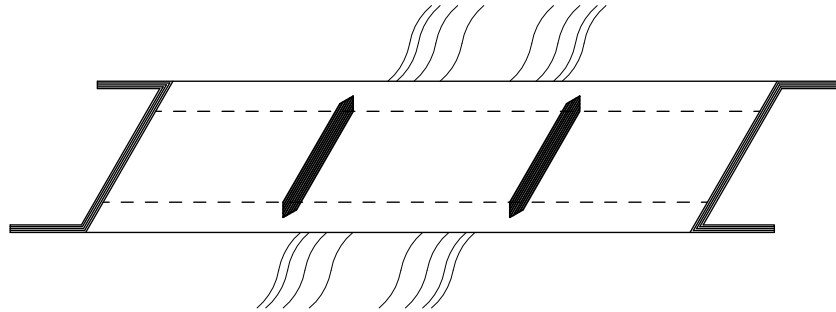


Figure 1.10-1 Pont en biais

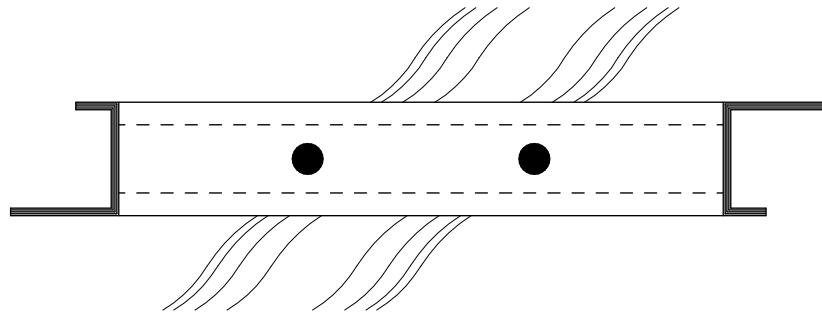


Figure 1.10-2 Pont droit sur piles circulaires

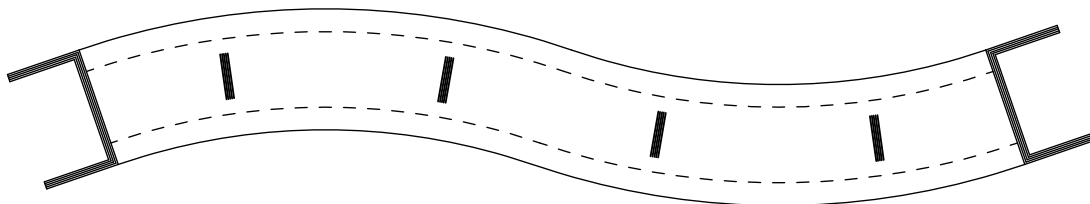


Figure 1.10-3 Pont courbe sur piles radiales

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.

Le bombement est construit 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 avoir 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).

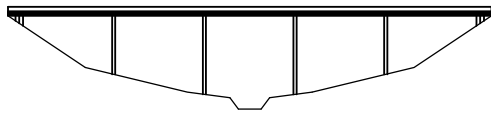
Pour des raisons d'esthétique, l'élancement d'une poutre de profondeur constante (L/d , longueur/profondeur) peut varier de 5 à 30, et même à 50 si les travées sont continues. Voici les rapports minimaux pour des cas particuliers :

- 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).

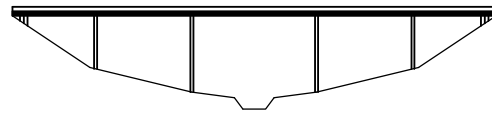
Un pont continu aura un élancement d'au moins 20 et reposera sur des piles n'ayant pas l'air trop minces.

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.

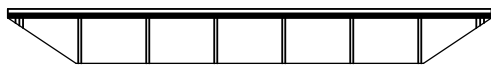


Portées égales



Portées équilibrées

Figure 1.10-4 Étude de portées

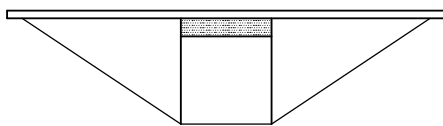


Couronnement plat

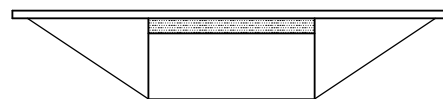


Couronnement courbe

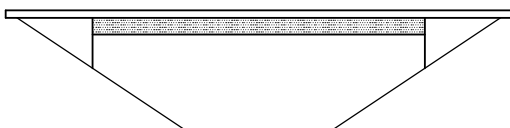
Figure 1.10-5 Étude du couronnement



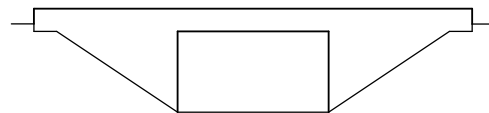
$L/d=5$



$L/d=10$



$L/d=20$



Ponceau $L/d=5$

L = longueur de la poutre
 d = Profondeur de la poutre

Figure 1.10-6 Élancement d'une poutre

1.10.3.4 Coupe transversale du tablier

Si on ne peut fixer l'épaisseur du tablier suivant les rapports d'élancement recommandés pour des raisons techniques ou économiques, 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 :

$$\begin{aligned} g/d &= \text{environ } 1/4 \text{ à } 1/5; \\ g/L &= 1/20 \text{ à } 1/80 \text{ pour des ponts longs;} \\ g &= 200 \text{ mm minimum.} \end{aligned}$$

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.

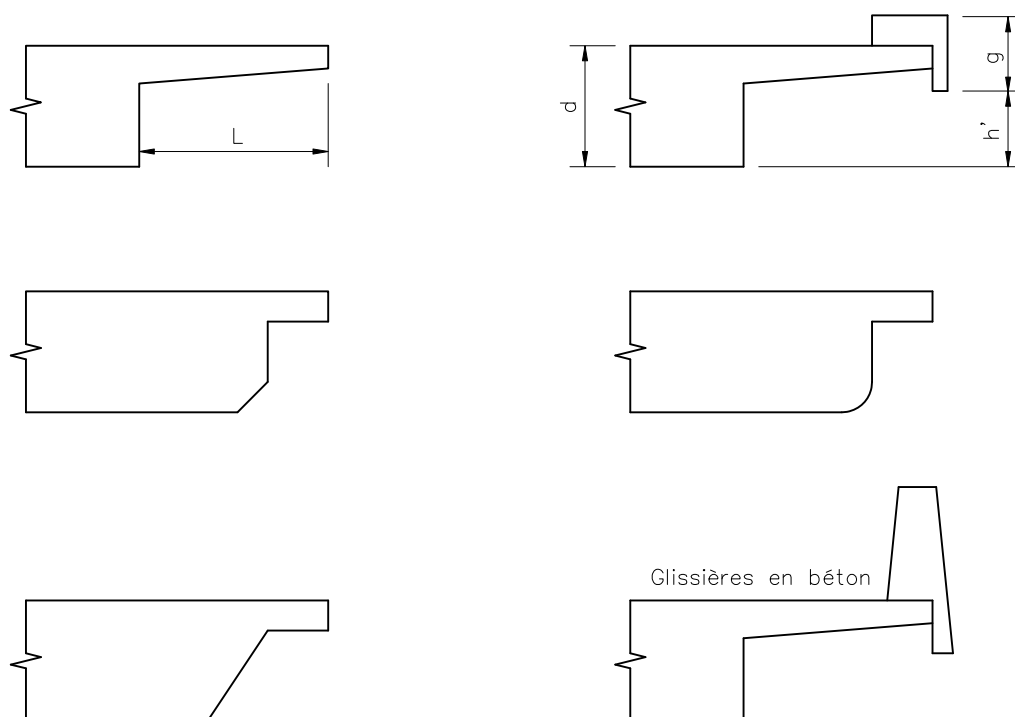


Figure 1.10-7 Étude de la coupe transversale du tablier

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 0,7 à 0,8 la portée (L), sans gousset à l'extrémité libre. Si le profil vertical du pont est courbe, 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 3 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'élançement du tablier se rapprochera des limites de 50 au centre et de 25 aux appuis.

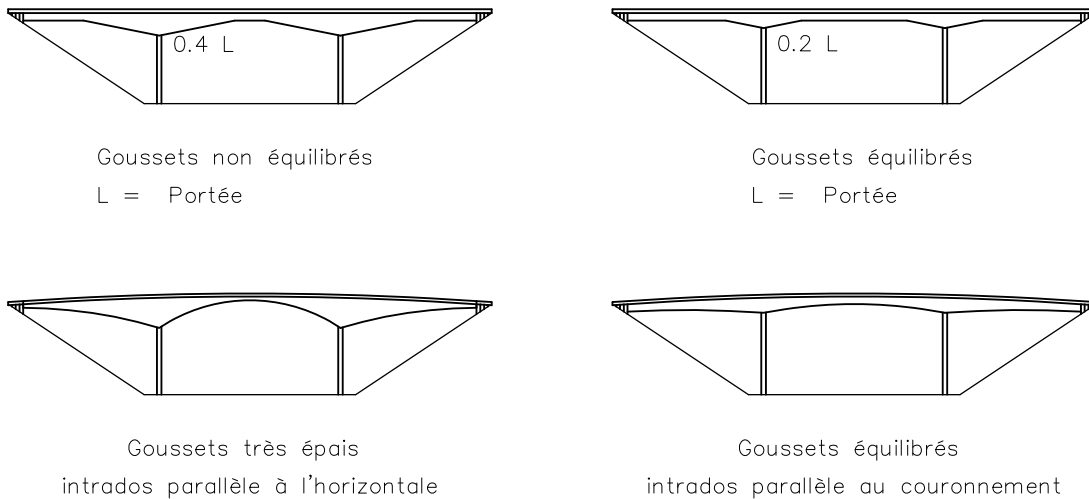


Figure 1.10-8 Étude des goussets

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).

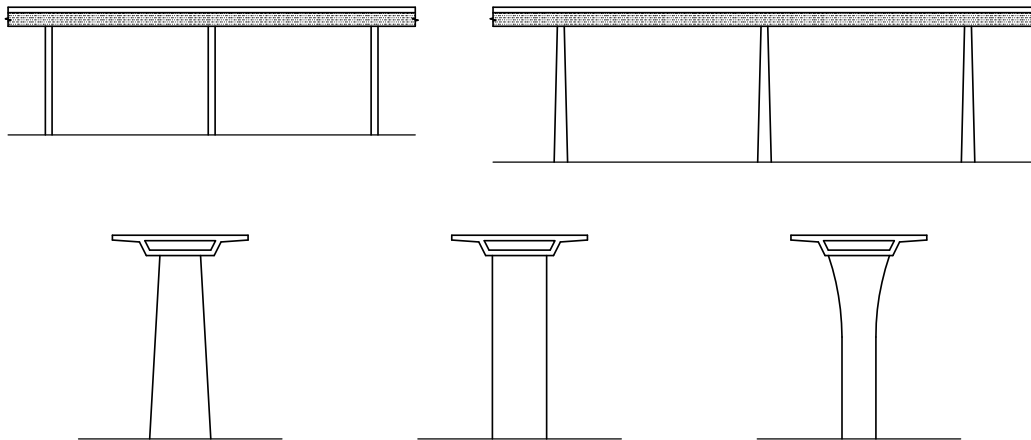


Figure 1.10-9 Étude des piles d'un pont élevé

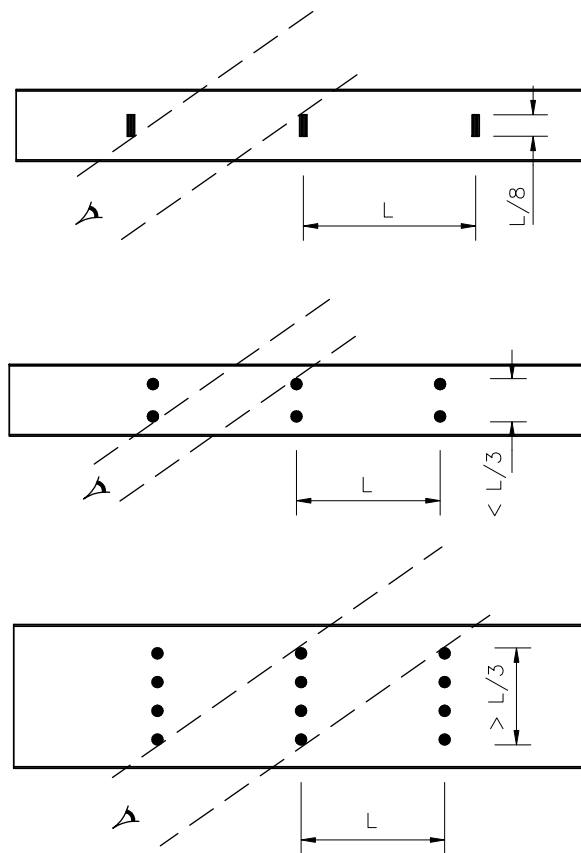


Figure 1.10-10 Vue en biais sous le pont

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 de réduire l'épaisseur de la poutre et de faciliter la construction.

Les haubans peuvent être disposés de 2 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 d'un angle oblique, les câbles demeurent parallèles, ce qui évite une vue de quelques câbles qui se croisent.

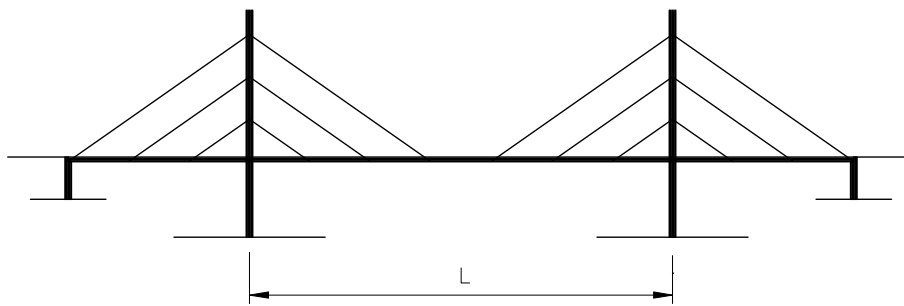
Puisque les câbles devront un jour être remplacés, il faut espacer leur point de rencontre au sommet du pylône; on en arrive ainsi à un compromis entre ces deux arrangements des haubans (figure 1.10-11).

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

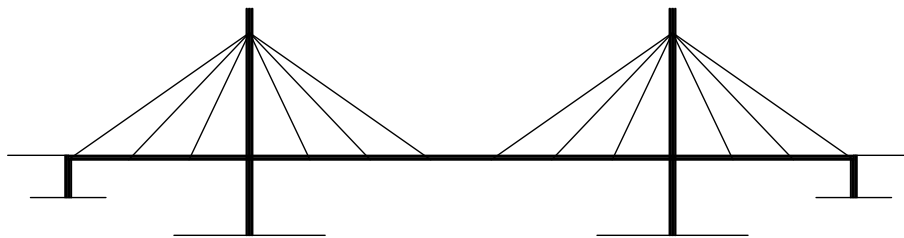
Les travées de rive qui servent d'ancrage aux câbles doivent mesurer de 0,3 à 0,4 L.

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

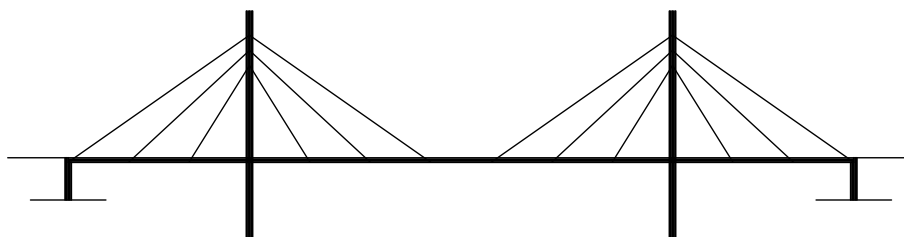
Un pont à haubans peut être asymétrique, c'est-à-dire ne comporter qu'un seul pylône. L'ancrage des câbles peut aussi être concentré au bout de la travée de rive ou être distribué vis-à-vis les piles de plusieurs courtes travées.



Haubans en harpes



Haubans en éventail



Haubans distribués au sommet du pylône

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 travée centrale (L), même jusqu'à $0,2$ ou $0,3 L$. 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.

L'élancement des pylônes ne doit pas être exagéré. Les contreventements et les entretoises au-dessus du tablier peuvent être omis, la forme d'un portique semble idéale.

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 d'augmenter l'ouverture et de respecter les normes de sécurité.

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 pavé en matériaux foncés.

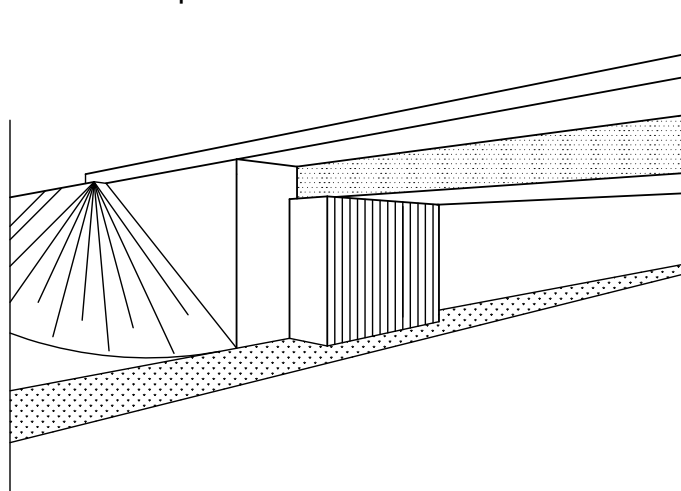


Figure 1.10-12 Tablier sur le piédroit de la culée

1.10.3.10 Pont d'étagement en biais

Jusqu'à un biais de 30 degrés, toutes les faces des appuis et du tablier doivent être parallèles à l'axe de la route à franchir. Si le biais dépasse 30 degrés 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 un développement continu dans la forme et l'apparence d'un pont. La réalisation de cette évolution implique l'utilisation de méthodes modernes de conception telles que les méthodes de calcul, de dessin, de présentation de perspectives, etc., les matériaux d'avant-garde comme les bétons ternaires, l'acier à haute performance, les matériaux composites et 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 de pigmentation spéciale d'une teinte douce.

B) Acier

On doit éviter les endroits où la saleté peut s'accumuler car elle 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 des automobilistes ou des 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 plus rugueuses, celles des poutres et des rives de la dalle doivent être douces, mates et non luisantes.

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 employées seulement 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 déglçage, 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

1.11.1 Règles de dessin

Les principales règles de dessin sont tirées des normes suivantes :

Normes CSA

CAN3-B78.1	Dessins techniques - Principes généraux
CAN3-B78.3	Dessins de bâtiments
B78.5	Computer – Aided Design Drafting (Buildings)

Ces règles de dessin ont pour buts de :

- familiariser les techniciens et dessinateurs avec des normes existantes concernant le dessin;
- uniformiser la pratique du dessin dans un groupe de travail;
- simplifier les plans préparés en vue de la construction.

Les articles suivants résument les principales règles de dessin en usage à la Direction des structures.

1.11.1.1 Norme CAN3-B78.1

Les règles qui suivent sont des règles générales de dessin technique. Elles reprennent le texte de la norme CAN3-B78.1; les remarques ne faisant pas partie de la norme sont identifiées par un astérisque.

- a) Les renseignements concernant un projet sont normalement indiqués aux plans.
- b) Le format des plans suit la série A de l'ISO :
 - ISO A1 (594 x 841 mm) pour usage général;
 - ISO A2 (420 x 594 mm) pour les ponts acier-bois et les ponceaux en béton armé.
- c) Les plans doivent être dessinés suivant la même orientation si possible. Les plans de localisation sont tracés avec le nord pointant vers le haut de la feuille de préférence : l'indication du nord doit être claire.
- d) Si une feuille comporte des dessins à différentes échelles, elles sont indiquées sous chaque titre.

- e) Les échelles recommandées ont un rapport de 1 dans la série 1, 2, 5, soit les échelles : 1 : 1, 2, 5, 10, 20, 50, 100, 200, 500, 1 000, etc.
- f)* Le codage des axes de référence des culées et piles d'un pont s'effectue au moyen d'un cercle placé au bout de l'axe; on y inscrit le numéro de l'axe en commençant par la gauche. Le codage d'axes longitudinaux s'effectue de la même façon et de bas en haut au moyen de lettres.
- g)* L'axe d'une culée ou d'un portique passe par la face avant du garde-grève de la culée ou de la face avant de la béquille. Les dimensions principales du pont sont cotées suivant ces axes, sans égard aux épaisseurs des joints, sur la ligne de centre du pont.
- h) Il faut fournir toutes les dimensions essentielles à la construction d'un ouvrage, mais ne pas les répéter inutilement.
- i) Un système complet de dimensionnement comprend des lignes de cote, des lignes de rappel, des points terminaux et des nombres.
- j) Les lignes de cote servent de support à la dimension écrite entre deux lignes de rappel.
- k) Les lignes de rappel doivent être tracées perpendiculairement aux lignes de cote.
- l)* On accepte parfois que les lignes de rappel soient de biais avec la distance à mesurer, les lignes de cote demeurent cependant parallèles à cette distance.
- m) Les points terminaux sont constitués d'une flèche, d'un trait oblique ou d'un point.
- n) Les nombres indiquant les cotes sont inscrits au-dessus de la ligne de cote, parallèlement à cette dernière.
- o) On doit écrire les nombres de telle sorte que les dimensions horizontales soient lisibles du bas de la feuille et que les dimensions verticales soient lisibles de la marge de droite de la feuille.
- p) Les dimensions s'expriment en millimètres.
- q) Les dimensions s'écrivent sans symbole, à moins qu'une valeur ne risque de prêter à confusion; les autres mesures sont suivies du symbole de leur unité.
- r) Les plans des ouvrages d'art sont habituellement cotés en millimètres.

- s) Les chaînages, les coordonnées et les élévations sont exprimés en mètres sans symbole suivant une forme standard :

CH. 123+456.789
X = 2598266.147
ÉL. 765.432

- t) On indique une élévation sur une ligne de rappel en faisant précéder le nombre de l'abréviation ÉL.
- u) On inscrit les élévations du dessus des semelles et des piles ou chevêtres, du béton du tablier au-dessus de la dalle et au-dessous des poutres dans le cas de poutres coulées en place, puis du dessus des garde-grève de culées et du bout des murs en retour. Il faut éviter le doublage de mesures identiques ou de mesures déjà données par différences d'élévations.
- v) Une pente s'indique par le rapport de la distance verticale à la distance horizontale. Si l'angle de la pente est inférieur à 45° , le premier nombre égale 1.
- w) Dans le domaine des routes, certaines pentes s'indiquent aussi en degrés ou en pourcentage (tangente multipliée par 100).

Exemple :

pente douce d'un talus = 1:3 ou 1V:3H
pente d'une coupe de roc = 8:1 ou 8V:1H
angle d'une béquille en V = 60°
pente longitudinale = 3.50 %
pente transversale = 2 %

1.11.1.2 Norme CSA B78.5

En ce qui a trait au dessin assisté par ordinateur, les dessins d'ouvrages d'art doivent être conformes aux exigences de la norme CSA B78.5 et aux procédures de dessin assisté par ordinateur qui sont fournies en annexe au présent manuel.

Ces procédures ont pour buts d'uniformiser et de faciliter la production des plans sur papier et sur fichier informatique.

Des dessins types complètent ces procédures de dessin; bien que la plupart de ces dessins soient utilisables tels quels, certains doivent être adaptés pour les rendre spécifiques à un projet donné.

1.11.2 Confection des plans

1.11.2.1 Généralités

Lors de la préparation de plans, il y a lieu de consulter les dessins normalisés du chapitre 2 du Tome III - Ouvrages d'art des normes du Ministère, les règles concernant le dessin assisté par ordinateur de l'annexe « A » du présent manuel, les plans et dessins types ainsi que le Manuel de conception des structures - Volume 2 et de porter attention aux diverses notes décrites ci-après :

- a) Lorsque le centre de la chaussée est différent du centre du pont, toutes les dimensions sont données par rapport au centre de la chaussée. Si le pont est courbe, on donne les caractéristiques principales de la courbe de la chaussée comme référence.
- b) L'épaisseur entre 2 parois parallèles se mesure perpendiculairement à ces parois.
- c) Les trois vues les plus courantes d'une projection orthogonale sont l'élévation, le plan et le profil (de droite). Quant au profil de droite, il est horizontalement en ligne avec l'élévation, à droite. On omet généralement les lignes de rappel entre ces vues.
- d) Pour les ponts situés dans un tracé courbe, il faut définir une ligne de référence qui servira à coter et localiser les différentes composantes du pont. Cette ligne de référence doit se retrouver dans les différents feuillets du cahier des plans. En général, on utilise pour cette ligne de référence, la corde sous la courbe qui relie chacune des intersections des axes de culées avec la ligne de centre de la route projetée.
- e) Les répétitions montrant les détails de l'armature doivent être évitées, à moins qu'elles ne soient nécessaires à la clarté du plan. Par exemple, l'armature de la dalle de transition montrée en coupe est suffisante si cette dalle est rectangulaire; on ne spécifie l'espacement des barres transversales en plan que sur une dalle en biais.
- f) La ligne de centre de la route projetée doit être clairement indiquée sur le plan topographique.
- g) Le plan de localisation figurant sur la page frontispice doit être lisible; la localisation du projet doit y être indiquée d'une façon claire.
- h) À moins qu'il soit assez éloigné pour ne pas être touché par les travaux de construction, le pont existant devrait généralement être dessiné sur la vue en plan montrant l'ouvrage projeté. Il peut aussi être montré en élévation et en section transversale. Il est possible qu'une feuille de plan supplémentaire soit nécessaire.

- i) Généralement, les dalles de transition doivent épouser la cambrure transversale de la chaussée.
- j) Sur les assises des culées et des piles, on doit généralement donner l'élévation des surépaisseurs situées sous les appareils d'appui. Pour que l'eau s'écoule, les espaces entre ces surépaisseurs doivent avoir une pente de 5 % environ.
- k) Sur le plan de la dalle, il faut ajouter une section de tablier montrant les goussets au-dessus des poutres, sans toutefois en donner la hauteur, et un tableau des flèches prévues des poutres au dixième de travée sous le poids du béton de la dalle et sous le poids des chasse-roues, trottoirs ou glissières et de l'enrobé à chaud après l'effet mixte. Il faut aussi indiquer les élévations au dixième de travée du dessus du béton de la dalle sur la ligne de centre et, pour une structure ayant une courbe horizontale ou un tablier de largeur variable, les élévations au dixième de travée sur les bords extérieurs de la dalle ou partie de dalle pour le cas de travaux réalisés par phases.
- l) Pour le dessin du profil schématique montré sur le plan d'ensemble du pont, il faut indiquer le chaînage et l'élévation du début et de la fin de la courbe parabolique verticale et, si possible, du point d'intersection des tangentes. Il faut également donner la pente du début et de la fin de la courbe ainsi que l'équation de la parabole sous la forme $x^2/8000$ ou $125x^2/10^6$, puis indiquer que la courbe représente le dessus de l'enrobé bitumineux sans mention d'épaisseur.

1.11.2.2 Réfection d'un pont

Tout projet de réfection d'un pont ou d'une partie de pont devrait normalement être introduit par un plan d'ensemble qui, en plus de présenter le site en général, fournit aux intervenants intéressés les informations de base concernant la nature et l'ampleur des ouvrages à réaliser.

CHAPITRE 2

DURABILITÉ

TABLE DES MATIÈRES

2.1	GÉNÉRALITÉS	2-1
2.2	DRAINAGE D'UN PONT	2-2
2.2.1	Exigences	2-2
2.2.2	Règles pratiques	2-2
2.2.3	Pentes de la chaussée d'un pont	2-3
2.2.4	Drainage de la chaussée	2-5
2.2.5	Espace clos	2-12
2.2.6	Drainage du remblai à l'arrière d'un mur	2-12

Le texte des normes suivantes contient des exigences particulières ou 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 à 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 bonne pratique concernant la durabilité qui doivent être considérées, lors de la conception, afin de prolonger le plus possible la vie utile de la structure tout en réduisant les coûts d'entretien.

- Spécifier le type de béton approprié et exiger de l'acier d'armature galvanisé si requis, suivant les critères énoncés à l'article 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 l'article 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; plutôt prévoir leur 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 élancé 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 prévenir les problèmes suivants.

- La formation de flaques d'eau et de glace sur la chaussée.
- Les dommages, occasionnés par les cycles de gel et de dégel, aux matériaux constituant le tablier, les piles et les culées.
- 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 les drains, lors du passage de personnes, de véhicules ou de bateaux.
- L'encrassement des parements des appuis, piles et culées, causé par le ruissellement de l'eau provenant du tablier ou par des éclaboussures dues 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, tel 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 tuyau de descente ou de déflecteur 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

La pente transversale des voies carrossables d'un pont est généralement de 2 %. Une chaussée courbe doit comporter un dévers minimal de 2 %.

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 longueurs courantes suivant cette pente permet d'éviter la pose de drains si la surface à drainer du tablier est égale ou inférieure à 300 m².

L'aménagement d'un pont en palier, c'est-à-dire dont 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.

Lorsque le profil longitudinal de la route est en courbe verticale convexe, rattachée ou non à des tangentes, la pente longitudinale du pont est variable. On calcule alors le bombement du pont d'après les indications des 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 relie ses extrémités. Ce bombement donne à l'extrados une pente longitudinale qui assure l'écoulement des eaux et en plus permet de corriger une illusion d'optique, car un pont construit horizontalement paraît toujours affaissé au centre.

Le bombement est assuré en donnant 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. Au 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 assurer l'évacuation des eaux est de 0,5 % et que la pente recommandée pour conserver le niveau de service d'une route est d'environ 2 %, il faut donc 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. On calcule le paramètre de la parabole en déterminant au départ soit un rapport de bombement, une flèche ou une pente à l'extrémité.

Les paragraphes suivants donnent les formules de la géométrie.

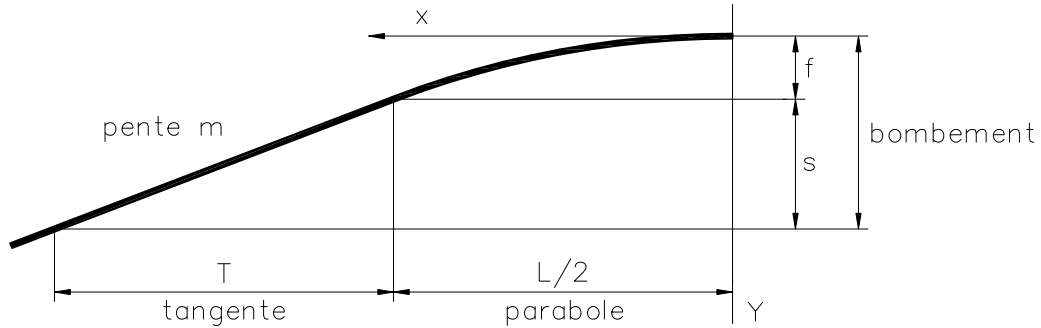
B) Application

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



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 de puisards ou rigoles placés aux extrémités du pont. Elles sont évacuées par des tuyaux de descente ou 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 2.2-1). 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 mètres, on devrait considérer la mise en place d'un dispositif de retenue latérale près de son extrémité libre.

La capacité hydraulique théorique d'égouttement d'un drain est donnée en superficie de tablier. Elle tient compte de la pente longitudinale de conception ou d'aménagement du pont et d'une pente transversale des voies carrossables de 2 %.

pente longitudinale (%)	superficie (m ²)
0,0	50
0,5	300
1,0	400
2,0	550

2.2.4.2 Localisation des dispositifs de drainage

Il faut capter les eaux de pluie :

- aux extrémités d'un pont en pente, c'est-à-dire hors du tablier;
- 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.

Il faut vérifier si un système de drainage adéquat est prévu sur la route aux extrémités d'un pont.

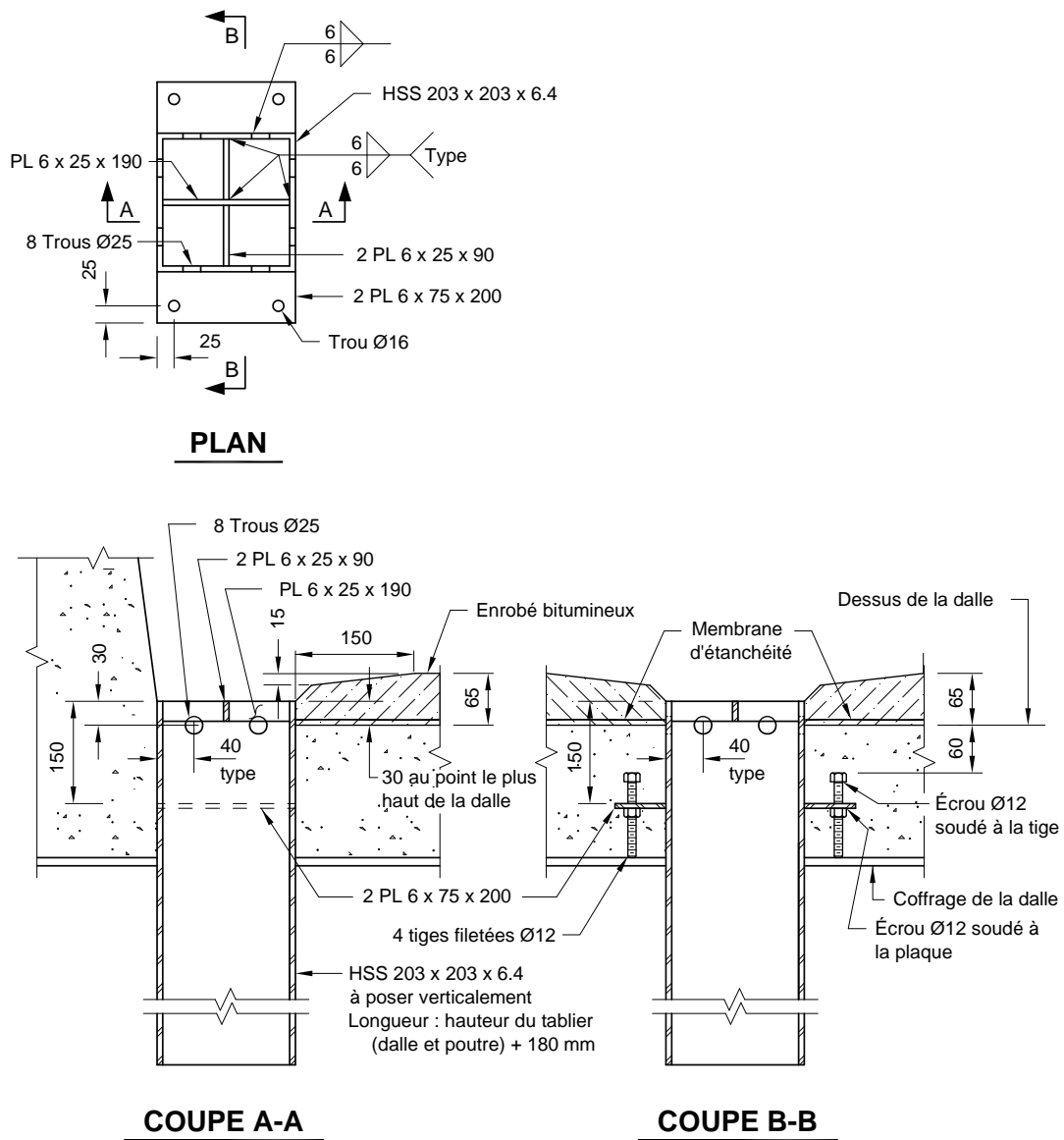
En dehors de ces situations, l'espacement des drains dépend des facteurs suivants :

- les conditions climatiques régionales;
- la géométrie de la chaussée: largeur, dévers et pentes longitudinale et transversale;
- la capacité de captation du caniveau aménagé le long de la chaussée;
- le rendement hydraulique du drain.

Compte tenu de ces facteurs, l'espacement des drains peut varier de 3 m à des dizaines de mètres.

Les dispositifs de drainage doivent être placés à une distance égale à la demi-hauteur de l'appui, en s'assurant d'avoir une distance minimale de 2 m des parements de l'appui d'une pile ou d'une culée. Ils ne doivent pas évacuer l'eau directement sur un remblai, une voie ferrée, une autoroute, etc.

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 alors prévoir une évacuation des eaux de crue en aménageant une ouverture dans le chasse-roue, la glissière ou le trottoir.



NOTES:

- Acier de construction:

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

Figure 2.2-1 Drain

2.2.4.3 Drain d'interface

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

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

La figure 2.2-2 « Drain d'interface » 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.

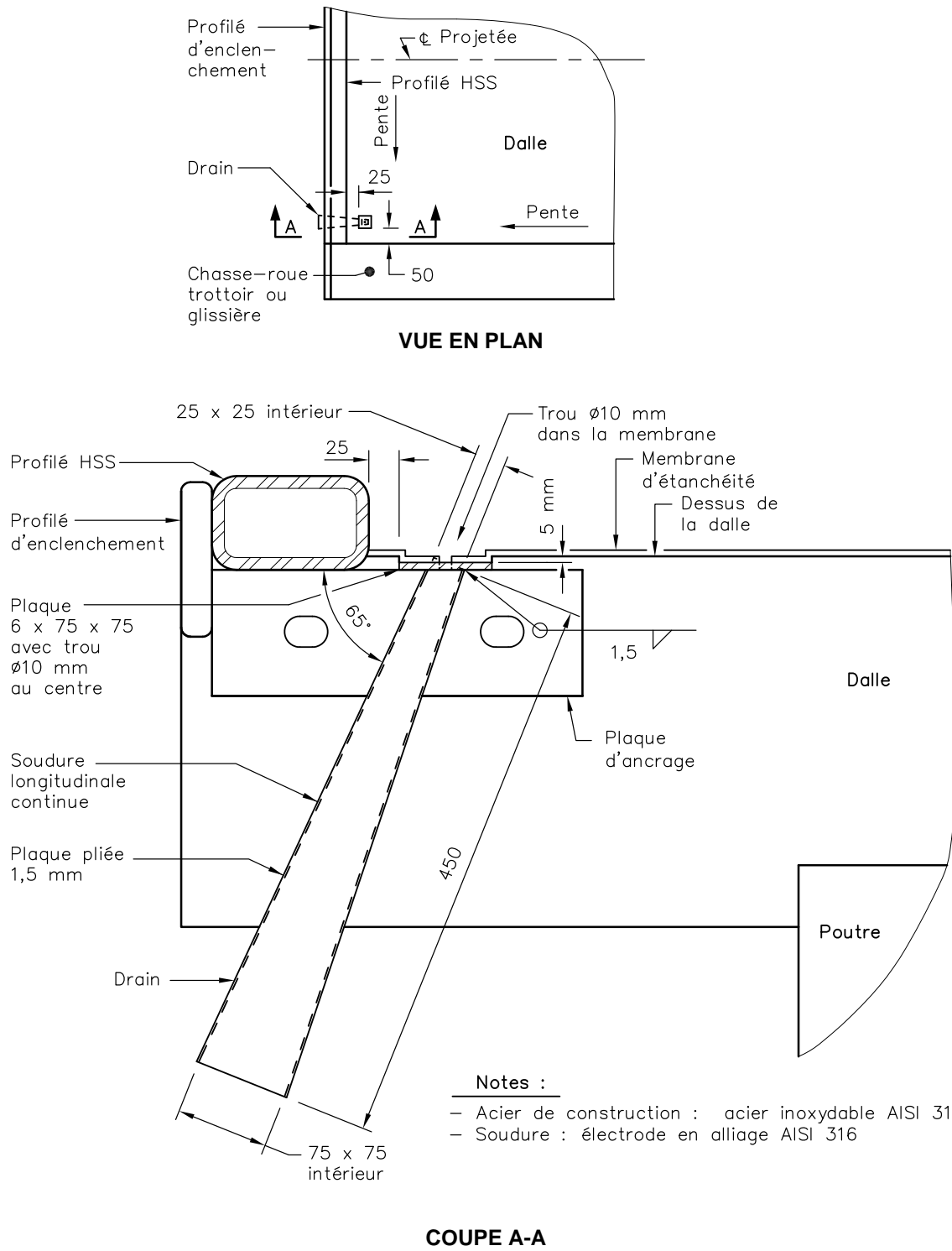


Figure 2.2-2 Drain d'interface

2.2.4.4 Tuyau de descente

Lorsque l'eau s'égouttant d'un dispositif de drainage ne peut s'écouler 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 changement de direction. L'eau doit ensuite être évacuée dans un système de drainage approprié aménagé au niveau de la route inférieure.

Le tuyau doit être facilement accessible de l'extérieur de la structure et être muni d'orifices pour faciliter le nettoyage à chaque changement important de direction. Il 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 un tuyau de polyéthylène à haute densité dont le rapport du diamètre extérieur à l'épaisseur de la paroi (DR) égale 21 ou moins. Ce tuyau doit être conforme aux exigences de la norme ASTM F 714 « Standard Specification for Polyethylene (PE) Plastic Pipe (SDR-PR) Based on Outside Diameter » et de la norme NQ-3624-027 « Tuyaux et raccords en polyéthylène (PE) pour la conduite des liquides avec ou sans pression ».

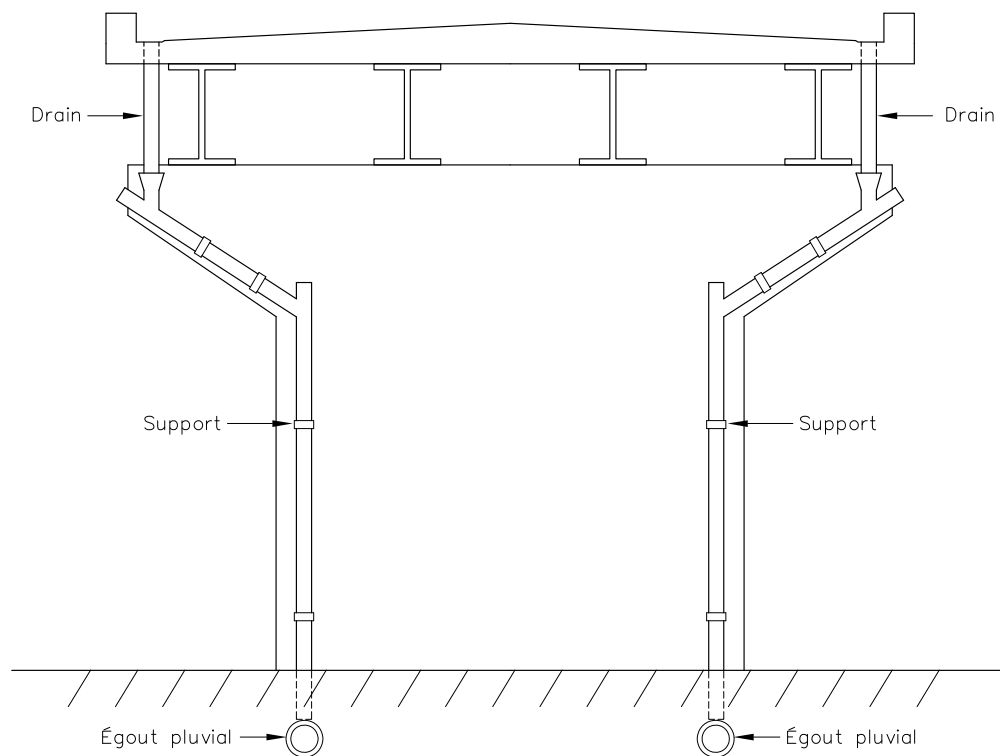


Figure 2.2-3 Tuyau de descente

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 d'assurer une ventilation adéquate, de drainer les infiltrations d'eau et de diminuer les variations de température entre les surfaces.

Les événements sont placés aux bouts 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 drains mesure environ 1/1000 de la surface horizontale close.

Exemples :

- Caisson de 2,5 m de largeur x 20 m de longueur :
 $2500 \times 20000/1000 = 50000 \text{ mm}^2$, soit 2 drains ϕ 200 mm
- Buse de 0,5 m de diamètre x 6 m de longueur :
 $500 \times 6000/1000 = 3000 \text{ mm}^2$, soit 2 drains ϕ 50 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 raccordé au système de drainage de la route.

Le drain est un tuyau de tôle en acier galvanisée (TTOG) ou aluminisé (TTO al) 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	3-5
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	3-10
3.3.3	Surcharges de construction pendant la cure du béton de la dalle	3-13
3.4	FORCES STATIQUES DES GLACES	3-13
3.5	AUTRES CHARGES	3-13

Le texte des normes suivantes contient des exigences particulières ou 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.

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

Le calcul des efforts longitudinaux pour une voie d'un pont routier s'effectue en plaçant 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 aux nombres 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 de la charge uniforme).

Pour 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) dues 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 et qui ne doivent pas être pris en compte tel qu'exigé par la norme.

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

Pour les 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 dû au camion CL-625 est calculé à l'aide des formules du 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
0 à 2,4375	175	175	0,4
2,4375 à 4,8	125, 125	250 - 150/T	0,3
4,8 à 9,8085	50, 125, 125	300 - 390/T	0,3
9,8085 à 14,4	125, 125, 175	425 - 1 515/T	0,25
14,4 à 36,6	125, 125, 175, 150	575 - 3 675/T	0,25
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. Les moments sous chacune des charges se calculent en disposant 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 du 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
0 à 4,554	<u>175</u>	T/2	43,75 T	0,4
4,554 à 7,434	125, <u>125</u>	T/2 + 0,3	(62,5 T ² - 75 T + 22,5)/T	0,3
7,434 à 14,2155	50, <u>125</u> , 125	T/2 + 0,05	(75 T ² - 165 T + 0,75)/T	0,3
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
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
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
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 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 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 la première fréquence de vibration peut être estimée 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 constante 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 2, 3 ou 4 portées et de la figure 3.2-2 pour les poutres à 5 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.

3.5.2.2 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.

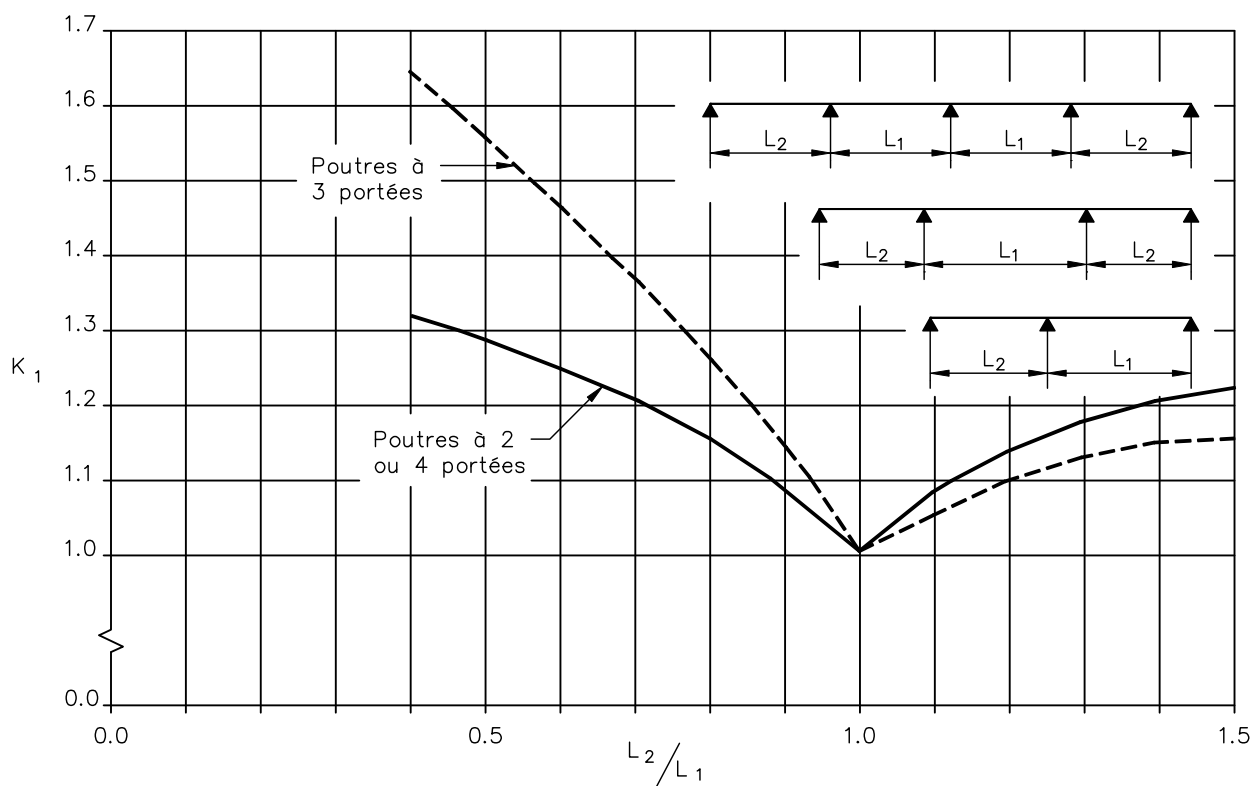


Figure 3.2-1 Facteur de correction K_1 pour les poutres à 2, 3 et 4 portées

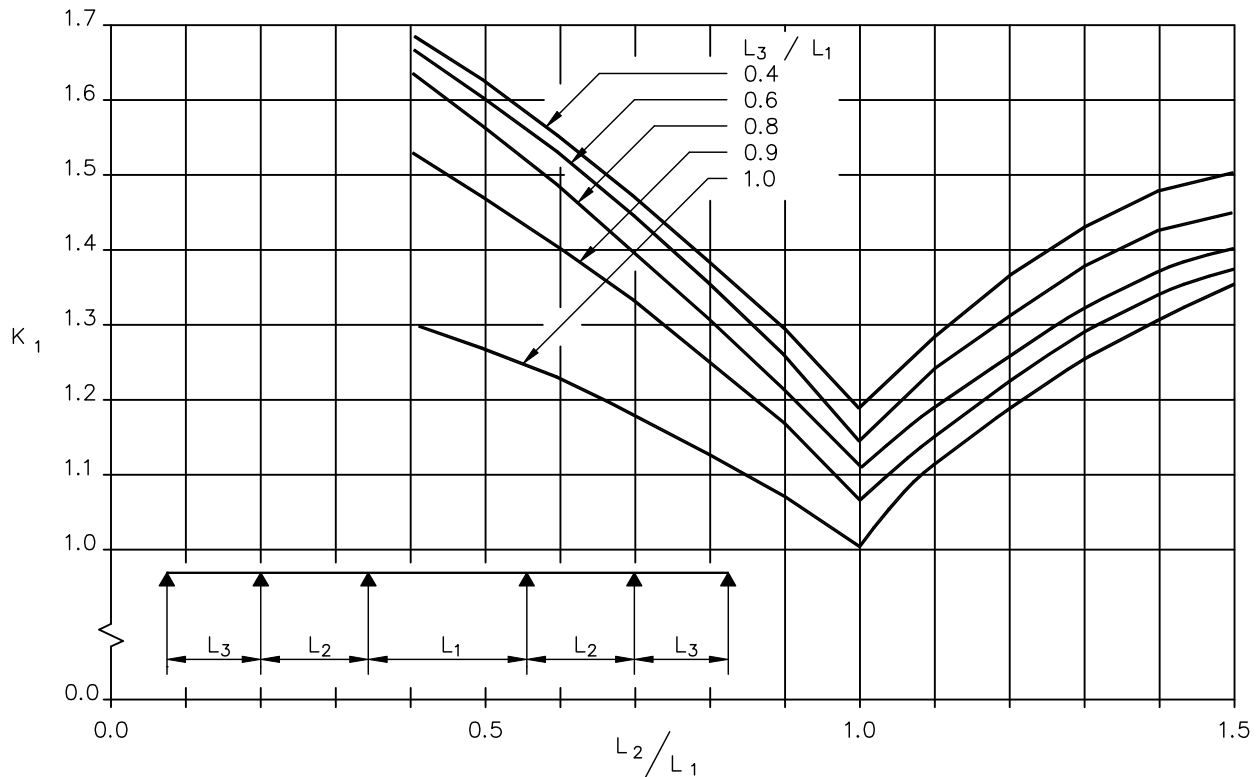


Figure 3.2-2 Facteur de correction K_1 pour les poutres à 5 portées

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 relatives au finisseur à béton automoteur de marque « Gomaco modèle C-450 », des plates-formes de travail requises pour la finition et la cure du béton ainsi que des passerelles d'accès disposées le long des poutres de rive pour des tabliers d'une largeur pouvant atteindre 20 mètres. Toutes les charges indiquées sont en service et doivent être pondérées conformément au chapitre 3 de la norme CAN/CSA-S6. Ces charges sont définies selon les caractéristiques mentionnées pour chacun des équipements.

3.3.2 Surcharges de construction durant le bétonnage de la dalle

3.3.2.1 Caractéristiques du finisseur à béton automoteur

- Marque : Gomaco
- Modèle : C-450
- Largeur hors tout : 20 mètres
- Appui par extrémité :
 - deux pattes de levage équipées de deux roues chacune
 - distance au centre des deux pattes de levage : 2120 mm
- Charge maximale par extrémité, incluant l'opérateur et le module mobile : 32 kN
- Charge maximale par extrémité par patte de levage, incluant l'opérateur et le module mobile : 16 kN

3.3.2.2 Caractéristiques d'une plate-forme de travail

Des plates-formes de travail sont requises pour la finition et la cure du béton qui sont faites au fur et à mesure de la mise en place du béton de la dalle, tel que décrit à la section 3.3.2.4. Chaque plate-forme de travail possède les caractéristiques suivantes :

- Dimensions minimales hors tout : 0,6 m x 20 m
- Déplacement manuel
- Charge minimale par extrémité : poids de la plate-forme incluant quatre travailleurs de 90 kg également répartie sur la plate-forme : 10 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, telle qu'indiquée à la figure 3.3-1, est requise pour les travaux relatifs à la construction de la dalle.

- Largeur minimale hors tout de chaque passerelle : 800 mm
- Poids propre minimal d'une passerelle : 0.72 kPa
- Surcharge minimale due aux travailleurs et aux équipements, par passerelle : 0.72 kPa

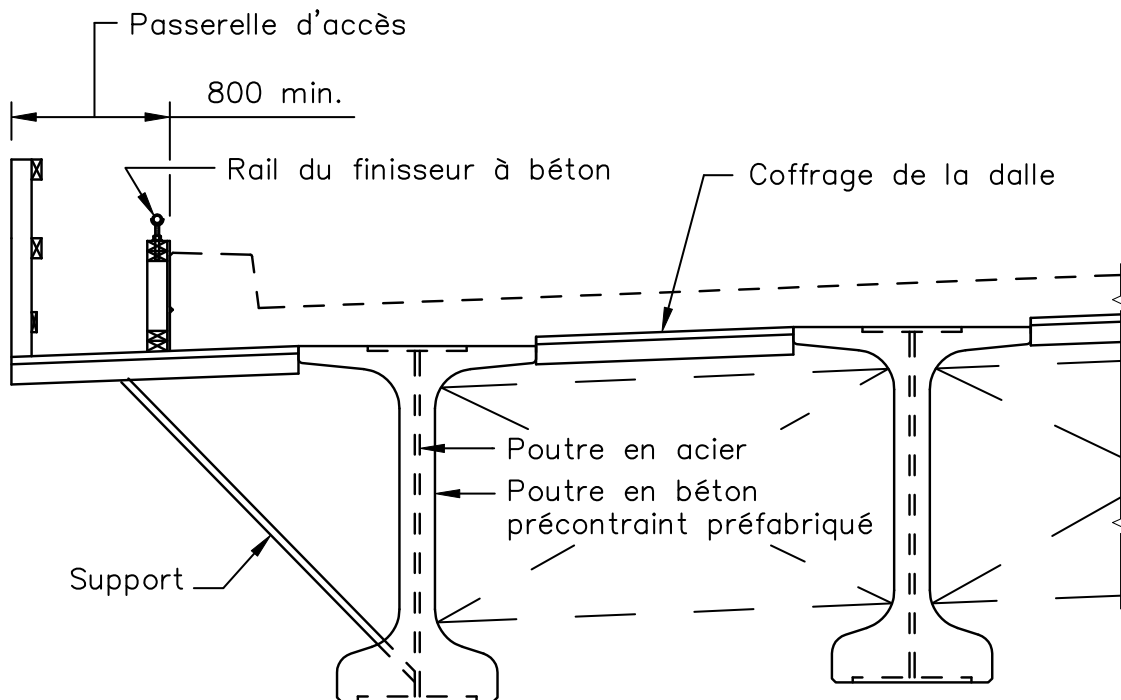


Figure 3.3-1 Passerelle d'accès

3.3.2.4 Application des charges mobiles de construction

Les travaux de bétonnage de la dalle du tablier nécessitent 2 plates-formes de travail qui suivent le finisseur automoteur, tel qu'indiqué à la figure 3.3-2, afin de procéder à la finition et à la cure du béton. Le train de charges mobiles minimales par extrémité proposé à la figure 3.3-3 regroupe le finisseur à béton automoteur et les plates-formes de travail.

En fonction des phases de bétonnage, le train de charges mobiles doit être positionné à l'endroit qui produit la sollicitation maximale pour la section à l'étude.

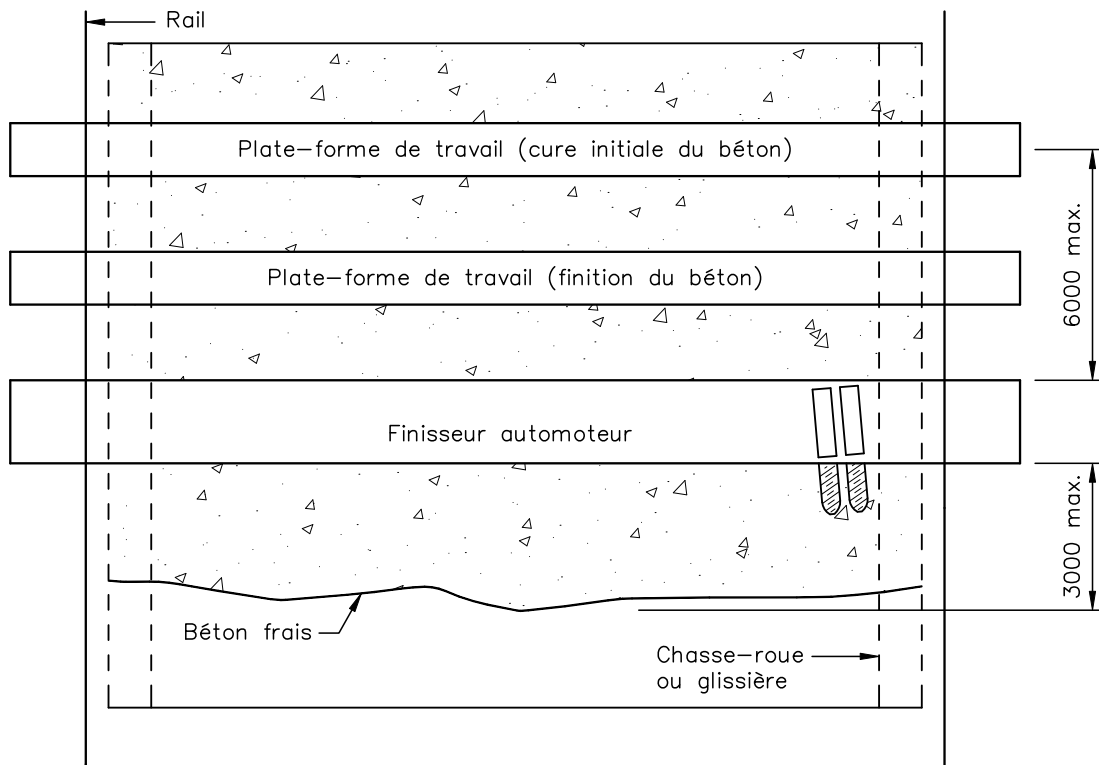


Figure 3.3-2 Disposition du finisseur automoteur et des plates-formes de travail

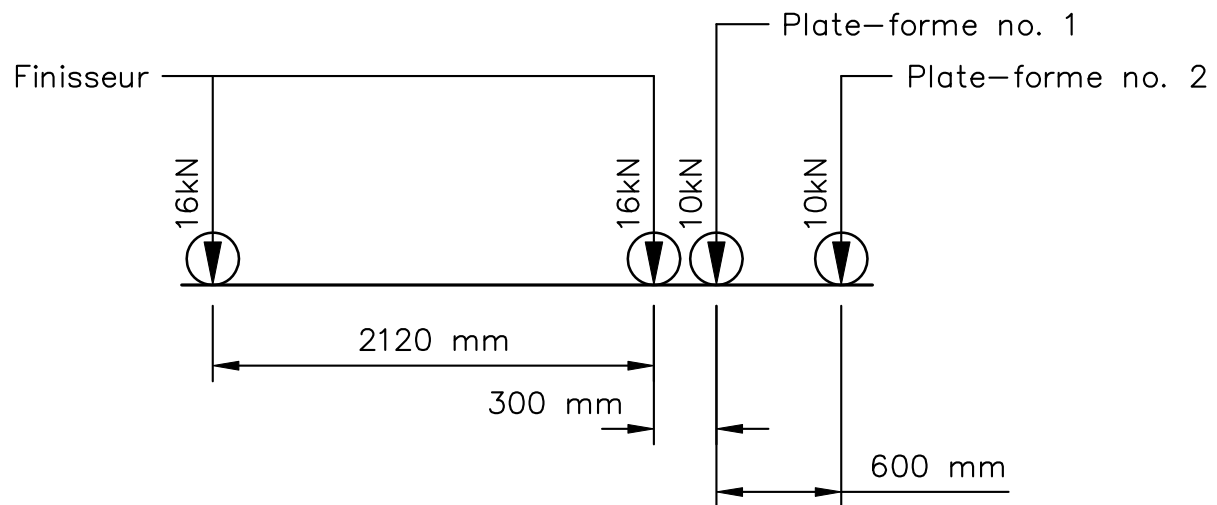


Figure 3.3-3 Train de charges mobiles minimales par extrémité (Finisseur automoteur et plates-formes de travail)

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

Dans cette phase des travaux, l'analyse des efforts doit inclure une surcharge de construction minimale équivalente à deux plates-formes de travail telles que définies à la section 3.3.2.2, pour les travaux relatifs à la cure du béton. La charge mobile minimale par extrémité proposée correspond à une charge ponctuelle de 20 kN positionnée à l'endroit qui produit la sollicitation maximale pour la section à l'étude. Les efforts causés par cette charge mobile ponctuelle de 20 kN, ne doivent pas être inférieurs aux efforts que produirait une surcharge de construction de 0.5 kPa sur toute la surface de la dalle, appliquée de manière à obtenir la sollicitation maximale pour la section à l'étude.

Les efforts relatifs aux passerelles d'accès doivent également s'ajouter aux efforts causés par les plates-formes de travail.

3.4 FORCES STATIQUES DES GLACES

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

Lorsqu'une pile est exposée à des forces non équilibrées causées par la pression d'un champ de glace et que le mécanisme générateur des poussées est, soit l'expansion thermique d'un champ de glace, soit un courant ou un vent soutenu s'exerçant sur un champ de glace, soit une variation de niveau du plan d'eau, les forces résultantes exercées doivent être calculées de la façon suivante :

$$\text{Pour } t < 0,6 \text{ m} \quad F_h = 194 \cdot C_s \cdot t \quad (\text{kN/m})$$

$$\text{Pour } t \geq 0,6 \text{ m} \quad F_h = 253 \cdot C_s \cdot t^{1,5} \quad (\text{kN/m})$$

$$\text{où } C_s = \frac{3}{\left(\frac{w}{t}\right)^3}$$

3.5 AUTRES CHARGES

Les autres charges, leur combinaison ainsi que leur pondération à considérer dans la conception d'une structure sont regroupés dans le tableau 3.1 de la norme CAN/CSA-S6.

CHAPITRE 4

CALCUL PARASISMIQUE

TABLE DES MATIÈRES

4.1	GÉNÉRALITÉS	4-1
4.2	CATÉGORIE D'IMPORTANCE	4-1
4.3	PONTS À TRAVÉE SIMPLE	4-2
4.4	ANALYSE	4-2
4.4.1	Dimensionnement élastique	4-2
4.4.2	Efforts minimums	4-3
4.4.3	Sections fissurées	4-3
4.4.4	Dispositifs d'assemblage	4-3
4.5	REPLACEMENT DE TABLIER	4-3
4.6	POUSSÉES DE SOL	4-4

Le texte des normes suivantes contient des exigences particulières ou 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 impacts des exigences parasismiques est recommandée afin d'en évaluer l'envergure dès le départ du projet. Dans certains cas, cette analyse pourrait amener le concepteur à privilégier un ouvrage avec un tablier plus léger (poutres en acier vs poutres en béton).

Cette analyse peut également orienter le concepteur quant à la localisation des unités fixes puisque selon le cas, il peut être avantageux de profiter de la possibilité de créer une rotule plastique dans les éléments de fondation. Les culées étant par défaut très massives, donc non ductiles, cette possibilité est plus facilement réalisable aux piles qui sont plus élancées. Cette orientation peut occasionner la nécessité de prévoir un joint de tablier additionnel. La rotule plastique devrait être localisée au-dessus des fondations, les semelles et les pieux étant des éléments à capacité protégée. Il n'est cependant pas requis de dimensionner ces éléments pour des efforts supérieurs à ceux développant la rotule plastique dans le fût et en tenant compte des spécifications de l'article 4.4.10 du code.

4.2 CATÉGORIE D'IMPORTANCE

Aux fins de calcul parasismique, les définitions suivantes s'appliquent pour établir la catégorie d'importance de l'ouvrage :

Ponts de secours

Les ponts de secours font généralement partie de routes qui doivent demeurer ouvertes à toute circulation après le séisme de calcul.

À moins d'indication contraire de la Direction des structures, les ponts de secours sont ceux situés sur le réseau stratégique en soutien au commerce extérieur (RSSCE).

Ponts d'urgence

Les ponts d'urgence font généralement partie des routes qui devraient à tout le moins être ouvertes aux véhicules d'urgence et aux fins de la sécurité et de la défense immédiatement après le séisme de calcul ou des ponts qui sont au-dessus des routes qui doivent demeurer ouvertes à toute circulation après le séisme de calcul.

À moins d'indication contraire de la Direction des structures, les ponts d'urgence sont ceux qui font partie ou passent au-dessus du réseau stratégique de transports du Québec (RSTQ) et qui ne sont pas déjà classés dans la catégorie « ponts de secours ».

La catégorie d'importance doit être indiquée au plan d'ensemble des ponts à travées multiples.

Ponts des bretelles d'échangeurs

Les ponts des bretelles d'échangeurs qui ne sont pas classées sur le RSSCE doivent à tout le moins être de catégorie d'importance sismique « urgence ».

Ponts au-dessus d'une voie ferrée

Les ponts routiers enjambant une voie ferrée qui ne sont pas classés sur le RSSCE doivent à tout le moins être de catégorie d'importance sismique « urgence ».

4.3 PONTS À TRAVÉE SIMPLE

Pour le calcul des culées, tel que spécifié dans la norme « AASHTO LRFD Bridge Design Specifications » de l'AASHTO, la définition des ponts à travée simple à l'article 4.4.5.2 du code inclut les culées. Il n'est donc pas requis de faire une analyse parasismique de celles-ci pour ces types de pont. Comme le précise également cet article, pour ce type de pont, seuls les diaphragmes d'extrémité et les systèmes de retenue du tablier aux unités de fondation doivent faire l'objet d'une telle analyse en considérant les exigences de l'article 4.4.10.1.

4.4 ANALYSE

4.4.1 Dimensionnement élastique

La conception des ouvrages suivant une analyse élastique, c'est-à-dire avec une valeur de $R = 1$ et de $I = 3, 1.5$ ou 1.0 selon qu'il s'agit d'un pont de catégorie de secours, d'urgence ou autre, respectivement et sans développement de rotule plastique, est acceptable en autant qu'elle n'implique pas de coûts additionnels importants pour la construction de l'ouvrage.

4.4.2 Efforts minimums

À l'égard de l'article 4.4.10.4.2 de la norme CAN/CSA-S6, nous précisons 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, à tout le moins, de façon à avoir des résistances pondérées égales ou supérieures aux effets maximaux des forces qui peuvent se développer dans les éléments ductiles qui atteignent leur résistance probable.

4.4.3 Sections fissurées

En référence à l'article 4.5.1 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, tel que le précise cet article, on utilisera également des sections fissurées.

4.4.4 Dispositifs d'assemblage

Pour les dispositifs d'assemblage, contrairement aux spécifications de l'article 4.4.10.4.2 de la norme CAN/CSA-S6, le facteur d'importance ne doit pas être limité à 1, mais prendre la valeur prévue en fonction de la catégorie d'importance sismique du pont.

Nous précisons qu'à l'égard de la version anglaise de la norme CAN/CSA-S6, les dispositifs d'assemblage sont définis comme des dispositifs mécaniques qui restreignent les mouvements longitudinaux et transversaux du tablier par rapport à l'unité de fondation, incluant ceux intégrés aux appareils d'appui.

4.5 REMPLACEMENT DE TABLIER

Pour les projets de remplacement de tablier de ponts existants, peu importe le nombre de travée, l'analyse parasismique est limitée aux diaphragmes d'extrémité et aux systèmes de retenue du tablier aux unités de fondation. Cette analyse se fait, encore là, suivant les exigences relatives aux ponts à travée simple de l'article 4.4.10 du code.

Par contre, lorsque l'on modifie la fixité de la structure, il faut s'assurer de ne pas l'affaiblir 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.

Dans le cas des ponts qui seraient classés « pont de secours » ou « pont d'urgence », une analyse de faisabilité et des coûts inhérents à la mise aux normes du volet parasismique doit être effectuée afin d'établir, avec la Direction des structures, le type d'intervention à prévoir.

4.6 POUSSÉES DE SOL

Pour les culées des ponts à travées multiples, le calcul de la poussée de sol relative aux effets sismiques peut se faire en utilisant la méthode « Mononobe-Okabe ». Le commentaire du code, à l'article C4.6.4, donne l'équation permettant de calculer la valeur d'un coefficient de poussée combinant les poussées active et sismique « K_{AE} », lequel peut également être déterminé à l'aide de la figure C4.6. Dans cette figure, on peut utiliser une valeur de 34° pour l'angle de friction interne du sol ϕ . De plus, toujours suivant la norme AASHTO, il n'est pas requis de tenir compte de l'effet sismique sur la masse des culées, celles-ci étant considérées non retenues au sommet.

CHAPITRE 5

MÉTHODES D'ANALYSE

TABLE DES MATIÈRES

5.1	GÉNÉRALITÉS	5-1
5.2	MÉTHODE STATIQUE	5-1
5.3	MÉTHODE SIMPLIFIÉE	5-3
5.4	MÉTHODE RAFFINÉE	5-18

Le texte des normes suivantes contient des exigences particulières ou 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 d'un pont. Cette surcharge occupe une largeur de trois mètres sur chacune des voies de la chaussée et la largeur de ces voies de circulation dépend de la largeur de la voie carrossable du pont (article 3.8.2 de la norme CAN/CSA-S6). La possibilité que plus d'une voie de circulation puissent, au même moment, produire les efforts maximaux sur la structure est prise en compte par l'application d'un facteur de modification des charges R_L (tableau 3.5 de la norme CAN/CSA-S6).

Aux fins de calcul à l'état limite ultime et à l'état limite d'utilisation (combinaison n° 1), la surcharge routière doit être placée à l'intérieur de chaque voie de calcul de façon à produire la sollicitation maximale.

Aux fins de calcul à l'état limite de fatigue et à l'état limite d'utilisation (combinaison n° 2) pour la flèche de la membrure, la surcharge routière est fixée à un seul camion placé au centre d'une voie de circulation. La surcharge de voie ne doit pas être prise en compte.

La répartition transversale des surcharges sur le tablier 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 :

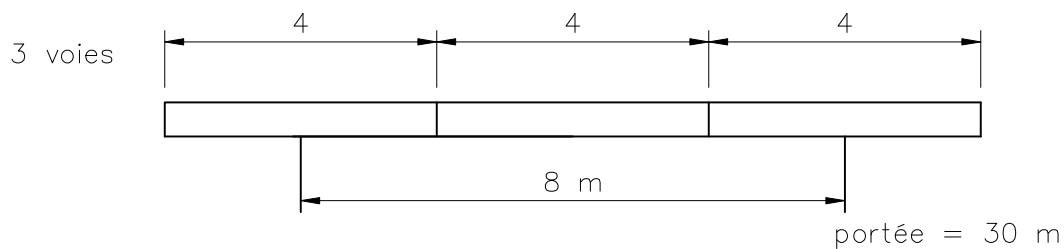
- méthode statique;
- méthode simplifiée;
- méthode raffinée.

5.2 MÉTHODE STATIQUE

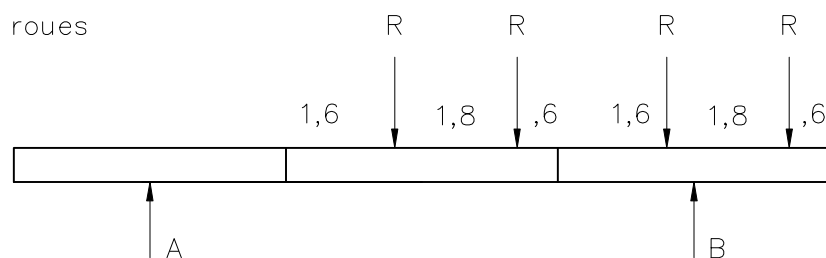
Si la structure à analyser n'est composée que de deux membrures principales, la méthode basée sur une simple analyse statique qui considère la dalle comme une membrure formée d'éléments simplement appuyés sur les poutres doit être utilisée.

L'exemple 1 présente l'application de cette méthode.

Exemple 1 Tablier à deux poutres maîtresses



2 voies chargées



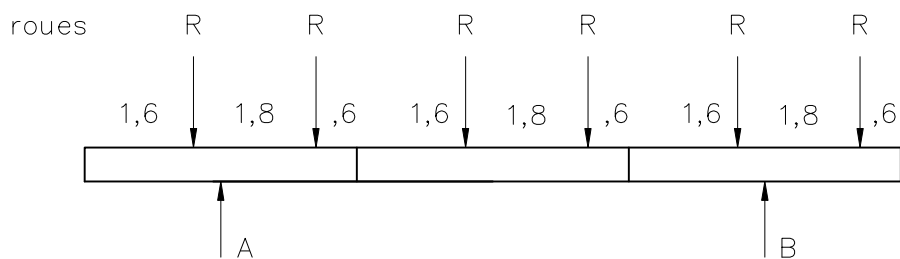
$$\Sigma M_A = 8 B + (-3,6 - 5,4 - 7,6 - 9,4) R = 0$$

$$B = 3,250 R$$

$$B = 1,625 \text{ voie}$$

$$B \text{ réduit} = 1,625 * 0,90 = 1,4625 \text{ voie/poutre}$$

3 voies chargées



$$\Sigma M_A = 8 B + (0,4 - 1,4 - 3,6 - 5,4 - 7,6 - 9,4) R = 0$$

$$B = 3,375 R$$

$$B = 1,6875 \text{ voie}$$

$$B \text{ réduit} = 1,6875 * 0,80 = 1,35 \text{ voie/poutre}$$

5.3 MÉTHODE SIMPLIFIÉE

Si la structure à analyser est composée d'au moins trois poutres longitudinales ou constituée d'une dalle épaisse, la méthode simplifiée utilise les formules empiriques décrites aux articles 5.7.1.2 à 5.7.1.5 de la norme CAN/CSA-S6.

Ces formules sont valables pour les dalles et les poutres respectant les critères limites des articles 5.6.1.1 et 5.7.1.1 de la même norme.

On y mentionne notamment que la partie de la dalle en porte-à-faux doit être inférieure à 60 % de l'espacement des poutres, sans toutefois excéder 1,800 m, et que le biais de la structure doit respecter les exigences suivantes :

Pont à dalle sur poutre : Biais $\leq \arctan (L/18S)$

Pont à dalle épaisse : Biais $\leq \arctan (L/6B)$

où L est la portée du pont,
S est l'espacement des poutres,
B est la largeur totale du pont, par rapport à
B_e qui est la largeur effective du pont.

L'ingénieur doit vérifier la répartition transversale sur les poutres ou segments de dalle intérieurs et extérieurs. Selon son jugement, il pourra appliquer à l'ensemble des poutres ou segments de dalle la répartition la plus élevée (critique). À noter que le calcul de la répartition transversale pour les moments fléchissants est différent de celui pour les efforts tranchants.

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), pondérée par un facteur d'amplification F_m ou F_v qui tient compte de la variation transversale de l'intensité moyenne de l'effort considéré et qui est fonction de la portée du pont (L), de l'espacement des poutres (S), du nombre de poutres (N), de la largeur totale du pont (B), de la condition poutre ou segment de dalle intérieur ou extérieur, du type de platelage et du nombre de voies (n) pouvant être chargées.

Lorsque l'ingénieur doit analyser un pont à travées continues, il peut utiliser la méthode simplifiée en affectant une distribution transversale différente pour les moments positifs et les moments négatifs. Aux fins de calcul de F, les zones de moments négatifs et positifs sont illustrées sur la figure 5.3-1.

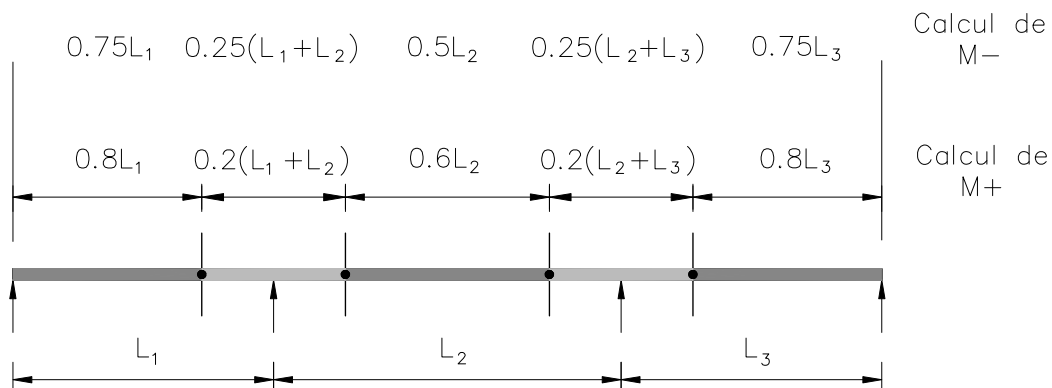
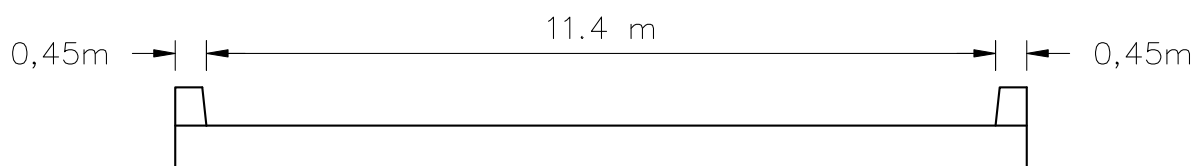


Figure 5.3-1 Points d'inflexion assumés sous charges permanentes

La valeur assumée de L ne peut jamais être inférieure à 3,0 m.

Les exemples suivants présentent l'application de cette méthode.

Exemple 2 Pont à dalle épaisse



Exemple de calcul de la répartition transversale sur une dalle pleine.

Données : Portée 12,0 m : $M_{\max} = 956 \text{ kN-m}$
 $V_{\max} = 373 \text{ kN-m}$
 Nombre de voies : $n = 2 : R_L = 0,9$
 $n = 3 : R_L = 0,8$
 Largeur du tablier : $B = B_e = 12,3 \text{ m}$

Moment fléchissant pour les états limites ultimes

$M = FE \cdot M_{\max}$ où M est exprimé en kN-m/m

Facteur d'essieux : $FE = F_m \cdot \frac{n \cdot R_L}{B_e}$

Facteur d'amplification : F_m

Erreur ! Signet non défini.

$F_m = \frac{B}{F \cdot \left[1 + \frac{\mu \cdot C_f}{100} \right]} \geq 1,05$ où F et C_f sont déterminés à l'aide du tableau 5.3 de la norme

Pour n = 2 voies :

Pour un segment de dalle intérieure :

$$F = 7,3 - (3/L) = 7,3 - 3/12 = 7,05$$

Pour un segment de dalle extérieure :

$$F = 7,1$$

$$C_f = 20 - 40/L = 20 - 40/12 = 16,67 \%$$

$$\mu = \frac{W_e - 3,3}{0,6} = \frac{11,4/2 - 3,3}{0,6} = 4 \leq 1$$

$$\mu = 1$$

$$F_{m \text{ int}} = \frac{12,3}{7,05 \cdot \left[1 + \frac{16,67}{100} \right]} = 1,5 \geq 1,05$$

$$F_{m \text{ ext}} = 1,48$$

Compte tenu de la faible variation, nous retenons :

Erreur ! Signet non défini. $F_m = 1,5$

$$\text{Donc } M = 1,5 \times \frac{2 \times 0,9}{12,3} \times 956$$

$$M = 0,22 \times 956 = 210 \text{ kN-m/m}$$

$$FE = 0,22$$

Pour n = 3 voies :

Pour un segment de dalle intérieur ou extérieur :

$$F = 10,8 - 8/L = 10,8 - 8/12 = 10,13$$

$$C_f = 16 - 30/L = 16 - 30/12 = 13,5 \%$$

$$\mu = \frac{We - 3,3}{0,6} = \frac{11,4/3 - 3,3}{0,6} = 0,83 \leq 1$$

$$\mu = 0,83$$

$$F_m = \frac{12,3}{10,13 \cdot \left[1 + \frac{0,83 \cdot 13,5}{100} \right]}$$

$$\text{Donc } M = 1,09 \times \frac{3 \times 0,8}{12,3} \times 956$$

$$M = 0,213 \times 956 = 204 \text{ kN-m/m}$$

$$FE = 0,213$$

Résumé :

$$M = 210 \text{ kN-m/m}$$

$$FE = 0,22$$

Effort tranchant pour les états limites ultimes

$$V = FE \cdot V_{\max}$$

$$FE = F_v \cdot \frac{n \cdot R_L}{B_e}$$

F_v = Facteur d'amplification

$$F_v = \frac{B}{F} \geq 1,05 \text{ où } F \text{ est déterminé à l'aide du tableau 5.7 de la norme}$$

Pour n = 2 voies :

$$F = 4,2 + 0,66 \cdot \sqrt{L}$$

$$F = 4,2 + 0,66 \cdot \sqrt{12} = 6,49$$

$$FE = \frac{2 \cdot 0,9}{6,49} = 0,277$$

$$\text{Donc } V = 0,277 \times 373 = 104 \text{ kN/m}$$

Pour n = 3 voies :

$$F = 5,6 + 1,05 \cdot \sqrt{L}$$

$$F = 5,6 + 1,05 \cdot \sqrt{12} = 9,24$$

$$FE = \frac{3 \cdot 0,8}{9,24} = 0,26$$

$$\text{Donc } V = 0,260 \times 373 = 97 \text{ kN/m}$$

Résumé :

$$V = 104 \text{ kN/m}$$

Moment fléchissant pour les états limites de fatigue et pour la flèche

$$M = FE \cdot M_{\max}$$

$$FE = \frac{F_m}{B_e}$$

$$F_m = \frac{B}{F \cdot \left[1 + \frac{\mu \cdot C_f}{100} \right]} \geq 1,05$$

Pour n = 2 voies :

$$F_{\text{int}} = 6,4 - 2/L = 6,4 - 2/12 = 6,23$$

$$F_{\text{ext}} = 7 - 8/L = 7 - 8/12 = 6,33$$

$$C_f = 16 - 36/L = 16 - 36/12 = 13 \%$$

$$\mu = 1$$

$$F_{m \text{ int}} = \frac{12,3}{6,23 \cdot \left[1 + \frac{13}{100} \right]} = 1,75 \geq 1,05$$

$$F_{m \text{ ext}} = \frac{12,3}{6,33 \cdot \left[1 + \frac{13}{100} \right]} = 1,72 \geq 1,05$$

Compte tenu de la faible variation, nous retenons :

$$F_m = 1,75$$

$$M = 1,75 \times \frac{956}{12,3}$$

$$FE = 0,142$$

$$M = 0,142 \times 956 = 136 \text{ kN-m/m}$$

Pour n = 3 voies :

$$F_{\text{int}} = 9,8 - 29/L = 9,8 - 29/12 = 7,38$$

$$F_{\text{ext}} = 9,6 - 33/L = 9,6 - 33/12 = 6,85$$

$$C_{f \text{ int}} = 12 - 36/L = 12 - 36/12 = 9 \%$$

$$C_{f \text{ ext}} = 16 - 36/L = 16 - 36/12 = 13 \%$$

$$\mu = 0,83$$

$$F_{m \text{ int}} = \frac{12,3}{7,38 \cdot \left[1 + \frac{0,83 \cdot 9}{100} \right]} = 1,55 \geq 1,05$$

$$F_{m \text{ ext}} = \frac{12,3}{6,85 \cdot \left[1 + \frac{0,83 \cdot 13}{100} \right]} = 1,62 \geq 1,05$$

Compte tenu de la faible variation, nous retenons :

$$F_m = 1,62$$

$$M = 1,62 \times \frac{956}{12,3}$$

$$FE = 0,132$$

$$M = 0,132 \times 956 = 126 \text{ kN-m/m}$$

Résumé :

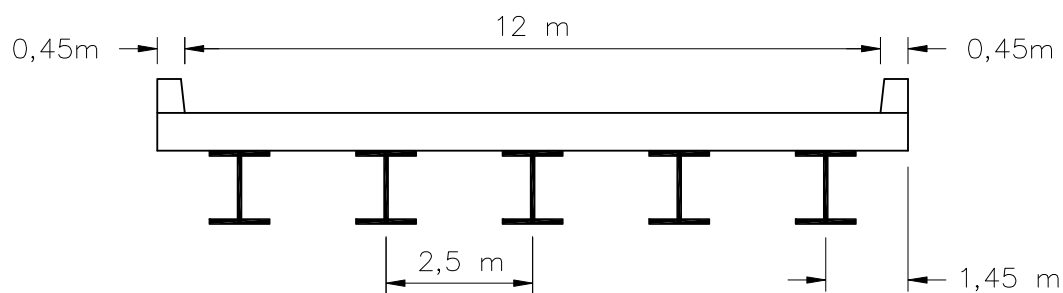
$$M = 136 \text{ kN-m/m}$$

$$FE = 0,142$$

Tableau résumé de présentation des facteurs d'essieux de l'exemple 2

	Moment fléchissant	Effort tranchant
États limites ultimes	0,22	0,278
États limites de fatigue et flèche	0,142	0,210

Exemple 3 Pont à dalles sur poutres



Données :

Portée 24 m : $M_{\max} = 2641 \text{ kN-m}$
 $V_{\max} = 527 \text{ kN}$

Largeur de voie carrossable : $W_c = 12 \text{ m}$

Nombre de voies : $n = 2 : R_L = 0,9$
 $n = 3 : R_L = 0,8$

Espacement des poutres : $S = 2,5 \text{ m}$

Nombre de poutres : $N = 5$

Moment fléchissant pour les états limites ultimes

$$M = FE \cdot M_{\max}$$

$$FE = F_m \cdot \frac{nR_L}{N}$$

$$F_m = \frac{SN}{F \left[1 + \frac{\mu C_f}{100} \right]} \geq 1,05 \quad \text{où } F \text{ et } C_f \text{ sont déterminés à l'aide du tableau 5.3 de la norme}$$

Pour n = 2 voies :

Poutre intérieure :

$$F = 7,2 - 14/L = 7,2 - 14/24 = 6,62$$

Poutre extérieure :

$$F = 6,8 - 3/L = 6,8 - 3/24 = 6,68$$

$$C_f = 10 - 25/L = 8,95 \%$$

$$\mu = \frac{We - 3,3}{0,6} = \frac{12/2 - 3,3}{0,6} = 4,5 \leq 1$$

$$\mu = 1$$

$$F_{m \text{ int}} = \frac{2,5 \cdot 5}{6,62 \left[1 + \frac{8,95}{100} \right]} = 1,73 \geq 1,05$$

$$F_{m \text{ ext}} = \frac{2,5 \cdot 5}{6,68 \left[1 + \frac{8,95}{100} \right]} = 1,76 \geq 1,05$$

Puisque le porte-à-faux est $> 0,5S$ on doit multiplier $F_{m \text{ ext}}$ par 1,05 :

$$F_{m \text{ ext}} = 1,05 \times 1,76 = 1,84$$

Compte tenu de la faible variation, nous retenons :

Erreur ! Signet non défini. $F_m = 1,84$

$$M = 1,84 \times \frac{2 \cdot 0,9}{5} \cdot 2641$$

$$M = 0,66 \times 2641 = 1753 \text{ kN-m}$$

$$FE = 0,66$$

Pour n = 3 voies :

Poutre intérieure :

$$F = 9,6 - 21/L = 9,6 - 21/24 = 8,725$$

Poutre extérieure :

$$F = 8,7 - 4/L = 8,7 - 4/24 = 8,53$$

$$C_f = 10 - 25/L = 10 - 25/24 = 8,96$$

$$\mu = \frac{We - 3,3}{0,6} = \frac{4 - 3,3}{0,6} = 1,7 \leq 1$$

$$F_{m \text{ int}} = \frac{2,5 \cdot 5}{8,725 \left[1 + \frac{1,0 \cdot 8,96}{100} \right]} = 1,315 \geq 1,05$$

$$F_{m \text{ ext}} = \frac{2,5 \cdot 5}{8,533 \left[1 + \frac{1,0 \cdot 8,96}{100} \right]} = 1,344 \geq 1,05$$

Puisque la partie de la dalle en porte-à-faux d'une longueur de 1,45 m est supérieure à 0,5S, il faut corriger la valeur de F_m .

$$F_m = 1,05 \times 1,344 = 1,412$$

Donc :

$$M_{\text{int}} = 1,315 \times \frac{3 \times 0,8}{5} M_{\text{max}} = 0,631 \times 2641 = 1668 \text{ kN-m}$$

$$M_{\text{ext}} = 1,412 \times \frac{3 \times 0,8}{5} M_{\text{max}} = 0,678 \times 2641 = 1789 \text{ kN-m}$$

Nous retenons :

$$M = 1789 \text{ kN-m}$$

$$FE = 0,678$$

Résumé :

Nous retenons l'effort maximum entre $n = 2$ et $n = 3$

$$M = 1789 \text{ kN-m}$$

$$FE = 0,68$$

Effort tranchant pour les états limites ultimes

$$V = FE \cdot V_{\text{max}}$$

$$FE = F_v \cdot \frac{nR_L}{N}$$

$$F_v = \frac{SN}{F} \text{ où } F \text{ est déterminé à l'aide du tableau 5.7 de la norme}$$

Pour $n = 2$ voies :

$$F = 6,1$$

$$F_v = \frac{2,5 \times 5}{6,1} = 2,05$$

$$FE = 0,738$$

$$V = 2,05 \times \frac{2 \times 0,9}{5} V_{\text{max}} = 0,738 \times 527 = 389 \text{ kN}$$

Pour n = 3 voies :

$$F = 8,2$$

$$F_v = \frac{2,5 \times 5}{8,2} = 1,524$$

Donc :

$$FE = 0,732$$

$$V = 1,524 \times \frac{3 \times 0,8}{5} V_{\max} = 0,732 \times 527 = 386 \text{ kN}$$

Résumé :

$$V = 389 \text{ kN}$$

$$FE = 0,738$$

Moment fléchissant pour les états limites de fatigue et pour la flèche

$$M = FE M_{\max}$$

$$FE = \frac{F_m}{N}$$

$$F_m = \frac{SN}{F \left[1 + \frac{\mu C_f}{100} + \frac{C_e}{100} \right]} \geq 1,05$$

Pour n = 2 voies :

$$F_{\text{int}} = 4,6 - 6/L = 4,6 - 6/24 = 4,35$$

$$F_{\text{ext}} = 3,8 - 2/L = 3,8 - 2/24 = 3,72$$

Pour $10 < L < 50$

$$F = F_{\text{tab}} \left\{ 1 + (0,29S - 0,35) \left[\frac{L - 10}{40} \right] \right\}$$

$$F = F_{\text{tab}} \left\{ 1 + (0,29 \times 2,5 - 0,35) \left[\frac{24 - 10}{40} \right] \right\}$$

$$F = F_{\text{tab}} \times 1,13$$

$$F_{\text{int}} = 4,35 \times 1,13 = 4,92$$

$$F_{\text{ext}} = 3,54$$

$$C_f = 5 - 15/L = 5 - 15/24 = 4,38 \%$$

$$C_{e \text{ int}} = 0$$

$$C_{e \text{ ext}} = 30 (D_{\text{ve}} - 1) \left\{ 1 + \frac{160 (D_{\text{ve}} - 1)^2}{L^2} \right\}$$

Pour 2 voies, $D_{\text{ve}} = W_e/2 + \text{« largeur du chasse-roue ou trottoir »} - 0,9 \text{ m}$
 $= 3 + 0,45 - 0,9 = 2,55$

$$C_{e \text{ ext}} = 30 (2,55 - 1) \left\{ 1 + \frac{160 (2,55 - 1)^2}{(24)^2} \right\}$$

$$C_{e \text{ ext}} = 77,5$$

$$F_{m \text{ int}} = \frac{2,5 \times 5}{4,92 \left[1 + \frac{4,38}{100} \right]} = 2,43 \geq 1,05$$

$$F_{m \text{ ext}} = \frac{2,5 \times 5}{3,72 \left[1 + \frac{4,38}{100} + \frac{77,5}{100} \right]} = 1,849 \geq 1,05$$

Avec correction pour le porte-à-faux $F_{m \text{ ext}} = 1,849 \times 1,05 = 1,941$

$$M_{\text{int}} = \frac{2,43}{5} \times 2641$$

$$FE = 0,486$$

$$M_{\text{int}} = 0,486 \times 2641 = 1284 \text{ kN-m}$$

$$M_{\text{ext}} = \frac{1,941}{5} \times 2641$$

$$FE = 0,388$$

$$M_{\text{ext}} = 0,388 \times 2641 = 1025 \text{ kN-m}$$

Pour n = 3 voies :

$$F_{\text{int}} = 4,8 - 8/L = 4,8 - 8/24 = 4,47$$

$$F_{\text{ext}} = 3,7 + \left[\frac{L-10}{140} \right] = 3,7 + \left[\frac{24-10}{140} \right] = 3,8$$

$$F = F_{\text{tab}} \times 1,13$$

$$F_{\text{int}} = 4,47 \times 1,13 = 5,05$$

$$F_{\text{ext}} = 3,62$$

$$C_f = 0$$

$$C_{e \text{ int}} = 0$$

$$C_{e \text{ ext}} = 26 (D_{ve} - 1) \left\{ 1 + \frac{160 (D_{ve} - 1)^2}{L^2} \right\}$$

$$\text{Pour 3 voies } D_{ve} = 2 + 0,45 - 0,9 = 1,55$$

$$C_{e \text{ ext}} = 26 (1,55 - 1) \left\{ 1 + \frac{160 (1,55 - 1)^2}{(24)^2} \right\}$$

$$C_{e \text{ ext}} = 15,5$$

$$F_{m \text{ int}} = \frac{2,5 \times 5}{5,05 (1 + 0 + 0)} = 2,48$$

$$F_{m \text{ ext}} = \frac{2,5 \times 5}{3,8 \left[1 + 0 + \frac{15,5}{100} \right]} = 2,848$$

Avec correction pour le porte-à-faux $F_{m \text{ ext}} = 2,84 \times 1,05 = 2,99$

$$M_{\text{int}} = \frac{2,48}{5} \times 2641$$

$$M_{\text{int}} = 0,5 \times 2641 = 1321 \text{ kN-m}$$

$$FE = 0,5$$

$$M_{\text{ext}} = \frac{2,99}{5} \times 2641$$

$$M_{\text{ext}} = 0,598 \times 2641 = 1580 \text{ kN-m}$$

$$FE = 0,598$$

Résumé pour n = 2 et n = 3 :

$$M_{\text{int}} = 1321 \text{ kN-m}$$

$$M_{\text{ext}} = 1580 \text{ kN-m}$$

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

	Moment fléchissant		Effort tranchant
États limites ultimes	0,68		0,738
États limites de fatigue et flèche	Poutre intérieure	Poutre extérieure	0,694
	0,5	0,598	

5.4 MÉTHODE RAFFINÉE

Dans l'éventualité où la méthode simplifiée ne peut être utilisée, l'ingénieur doit alors utiliser une méthode d'analyse basée sur la théorie des grillages ou celle des éléments finis.

CHAPITRE 6

FONDATEIONS

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	6-1
6.3	CULÉES DE PONT DES TABLIERS À POUTRES	6-1
6.4	DALLE DE TRANSITION	6-2
6.5	PIEUX	6-3
6.5.1	Généralités	6-3
6.5.2	Pieux en acier	6-3
6.5.3	Pointes pour pieux	6-4
6.6	ANCRAGES AU SOL	6-10
6.7	MURS	6-10
6.7.1	Généralités	6-10
6.7.2	Murs homologués	6-10

Le texte des normes suivantes contient des exigences particulières ou 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 ».

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 minimale de 1,8 mètre.

Dans les régions nordiques, cette profondeur doit être déterminée par une analyse tenant compte de l'indice de gel normal défini à la section 1.7 « Transitions » du Tome II – Construction routière, des normes du Ministère.

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 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 permanente peuvent être mises en place pour réduire cette profondeur. Ces mesures doivent être acceptées par l'ingénieur responsable de l'étude hydraulique.

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 des projets du Ministère.

6.4 DALLE DE TRANSITION

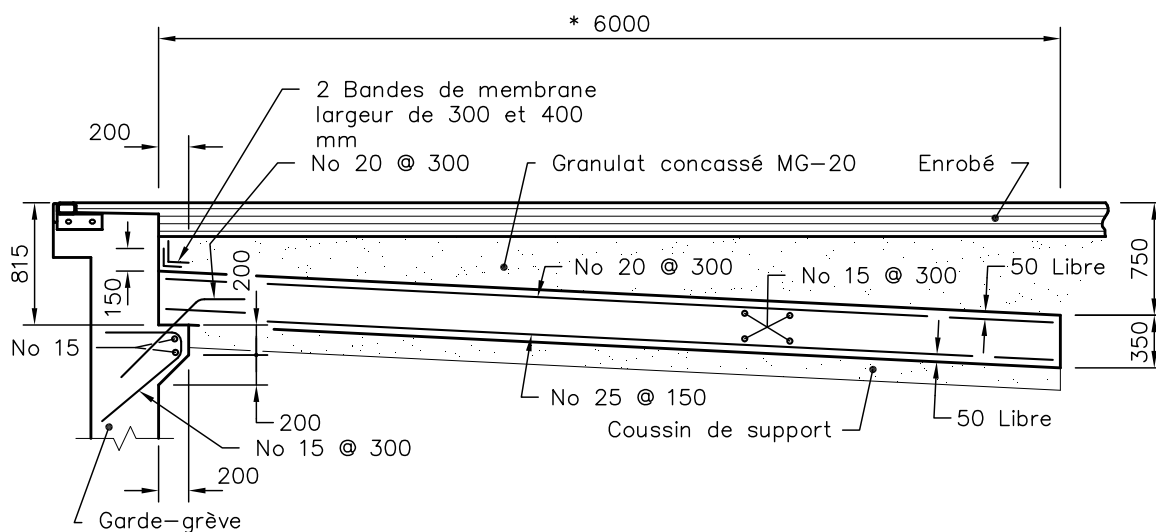
La longueur des dalles de transition normalisées par le Ministère est de 6 mètres. Le détail de la dalle de transition est montré à la figure 6.4-1.

Lorsque la hauteur effective d'une culée dépasse 6 mètres, il faut la dimensionner conformément à l'article 6.9.5 de la norme CAN/CSA-S6 en prévoyant une surcharge de remblai équivalent de 0,8 mètre 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.

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.



Note: 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 6.4-1 Dalle de transition

6.5 PIEUX

6.5.1 Généralités

Pour la plupart des projets avec fondations profondes, il faut vérifier la résistance géotechnique des pieux par des essais sur site. Les charges à atteindre par les essais sont fonction des charges pondérées et des coefficients de tenue géotechnique donnés au tableau 6.1 de la norme CAN/CSA-S6.

Les essais dynamiques sont les plus couramment spécifiés au devis. À moins de recommandations du géotechnicien à cet effet, le nombre d'essais dynamiques à prévoir est de 3 par unité de fondation avec un maximum d'environ 10 % du nombre total de pieux prévus au projet.

Les essais dynamiques sont généralement complétés par une analyse « CAWAP » au taux d'une pour l'ensemble du projet lorsque le sol est uniforme ou d'une par unité de fondation lorsque le sol est variable.

La résistance géotechnique latérale des pieux doit être considérée dans le dimensionnement des fondations profondes en tenant compte des spécifications de l'article 6.8.7 du code et du commentaire C6.8.7 associé à celui-ci. Pour plus de précisions, le concepteur devrait consulter le géotechnicien responsable de l'étude des sols du projet.

On doit prévoir des mécanismes pour assurer la stabilité de l'ouvrage lorsque les efforts engendrent le renversement de l'unité de fondation et que la friction sur les pieux ne peut, à elle seule, neutraliser cette action. Dans ce cas, il faut vérifier la possibilité d'ancrer directement la semelle à l'aide de tirants au roc, de préférence à des tirants passant à l'intérieur des pieux ou à la réalisation d'emboîtures de pieux dans le roc.

Lorsqu'il est recommandé de tenir compte d'une liquéfaction potentielle des sols en cas de séisme, il faut négliger la retenue latérale autour des pieux, dans la zone à risque identifiée dans l'étude géotechnique.

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

6.5.2 Pieux en acier

Lors du dimensionnement des pieux en acier, il faut tenir compte des recommandations qui suivent à l'égard du choix des sections ainsi que de celle spécifique à l'utilisation de profilés creux conformes à la norme ASTM A500.

6.5.2.1 Section des pieux en acier

Pour tenir compte de la corrosion des pieux en acier, la section utile est calculée en réduisant l'épaisseur de la paroi comme suit :

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

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.

6.5.2.2 Pieux tubulaires conformes à la norme ASTM A500

Comme il existe une variation notable dans les tolérances de fabrication entre la norme G40.20/G40.21 et la norme ASTM A500 « Standard Specification for Cold-Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing in Round and Shapes », lorsque des tubes en acier conformes à cette dernière sont utilisés, il faut en tenir compte dans le dimensionnement des pieux.

À cet effet, nous référons à l'article « Hollow Structural Sections Produced to ASTM A500 » du chapitre 6 « Properties and Dimension » du manuel « Handbook of Steel Construction » de l'Institut canadien de la construction en acier. La section du pieu devrait donc être calculée en utilisant la valeur « design wall thickness » du tableau des propriétés de section et en considérant les propriétés mécaniques données au tableau correspondant de ce chapitre.

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 être discuté avec le géotechnicien responsable de l'étude des sols du projet concerné.

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

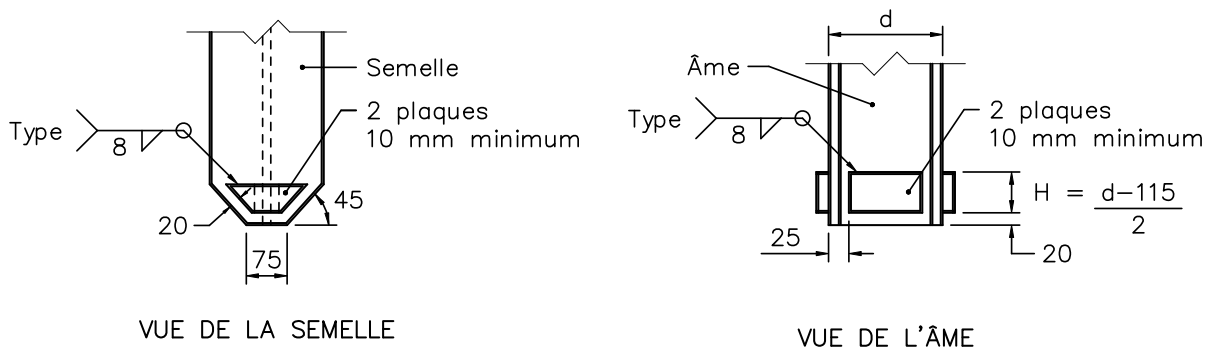
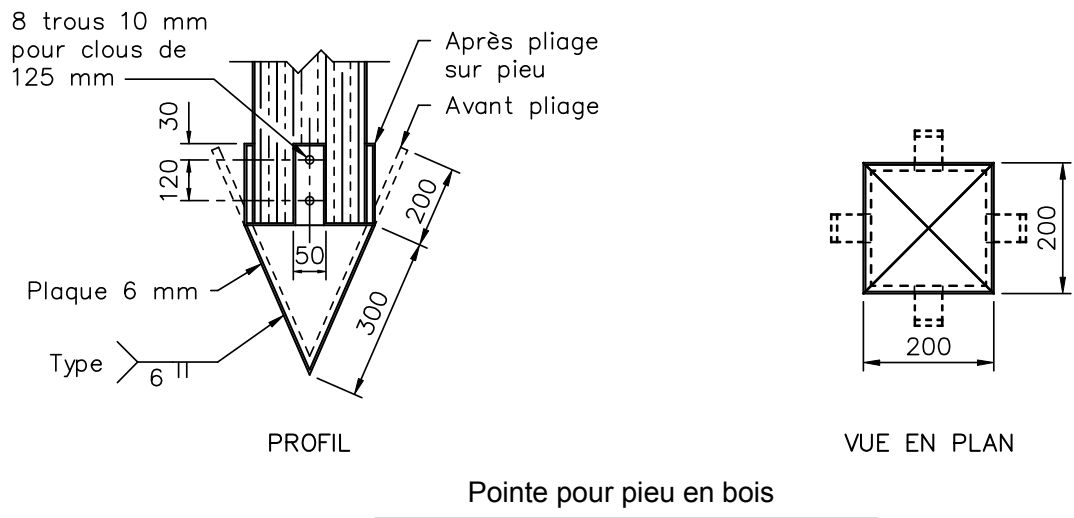
Les figures suivantes montrent différentes pointes acceptées par le Ministère.

La figure 6.5-1 « Pointes pour pieux en bois et en acier en H » montre les détails pour les pieux en bois et les pieux en acier en « H ».

Les détails de la pointe courante pour des pieux tubulaires en acier sont montrés à la figure 6.5-2 « Pointe conventionnelle pour pieu tubulaire en acier ».

Dans certains cas particuliers de pieux tubulaires en acier où il est requis d'assurer une retenue latérale à la base du pieu ou en présence d'un roc fortement incliné, l'emploi d'une pointe de type « Oslo » devrait être prévu. Les détails de cette pointe sont indiqués aux figures 6.5-3 « Pointe Oslo pour pieu tubulaire » et 6.5-4 « Pointe Oslo pour pieu en H ».

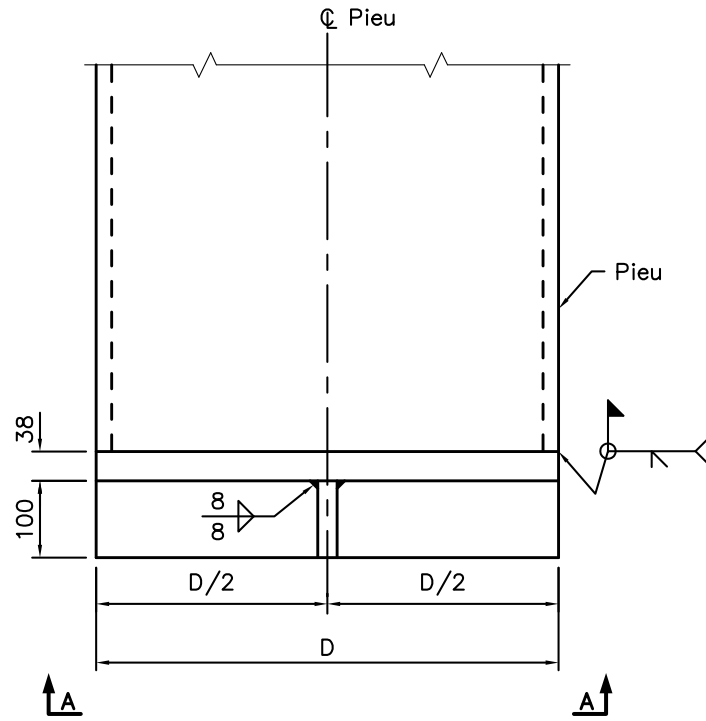
Toute pointe, autre que celles décrites aux figures mentionnées précédemment, peut être acceptée à condition d'être jugée équivalente.



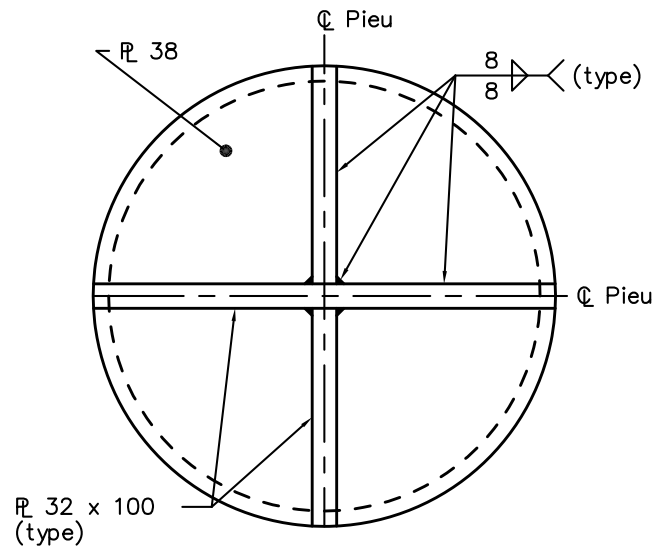
Note: La dimension de la soudure varie selon l'épaisseur des plaques.

Pointe pour pieu en acier en H

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

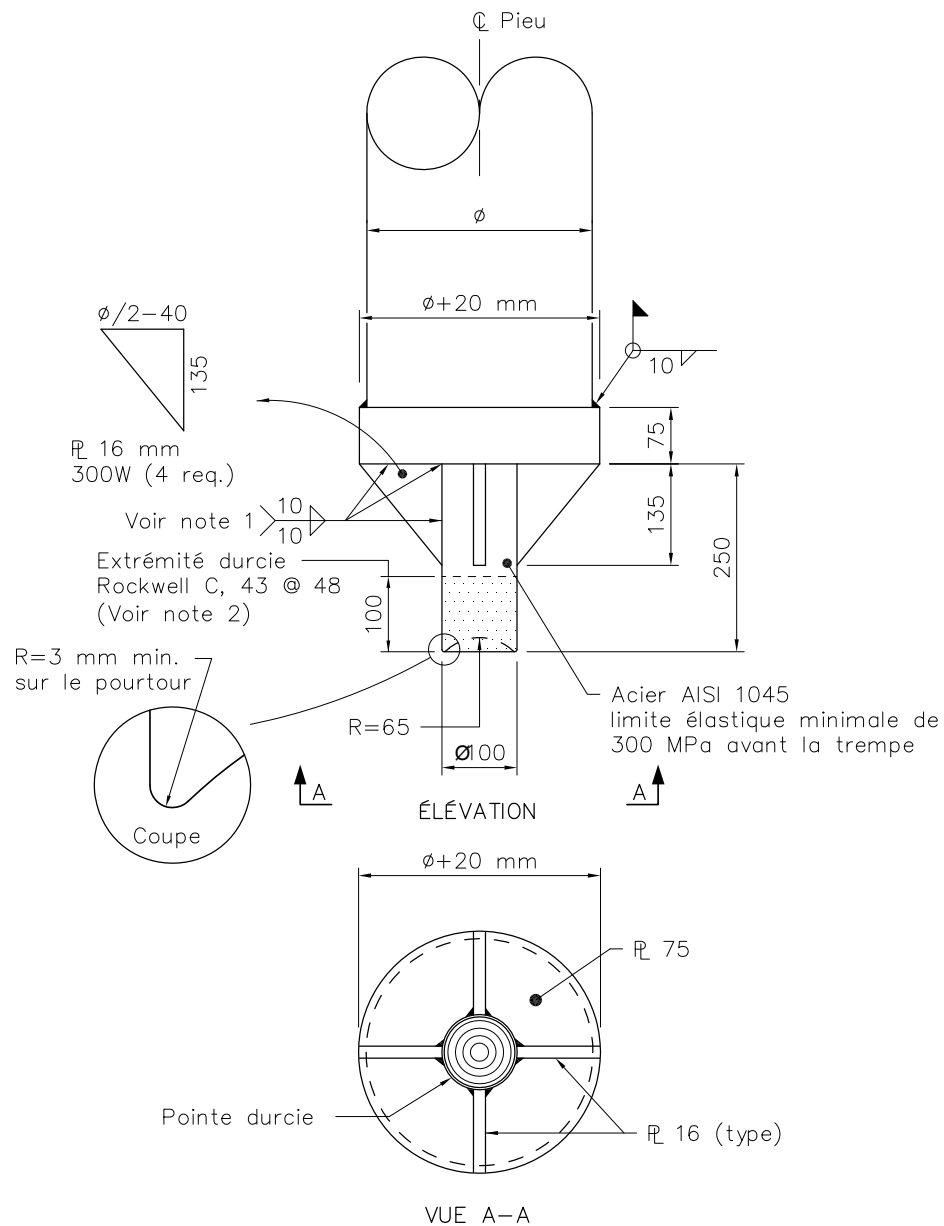


ÉLÉVATION



VUE A-A

Figure 6.5-2 Pointe conventionnelle pour pieu tubulaire en acier



Notes :

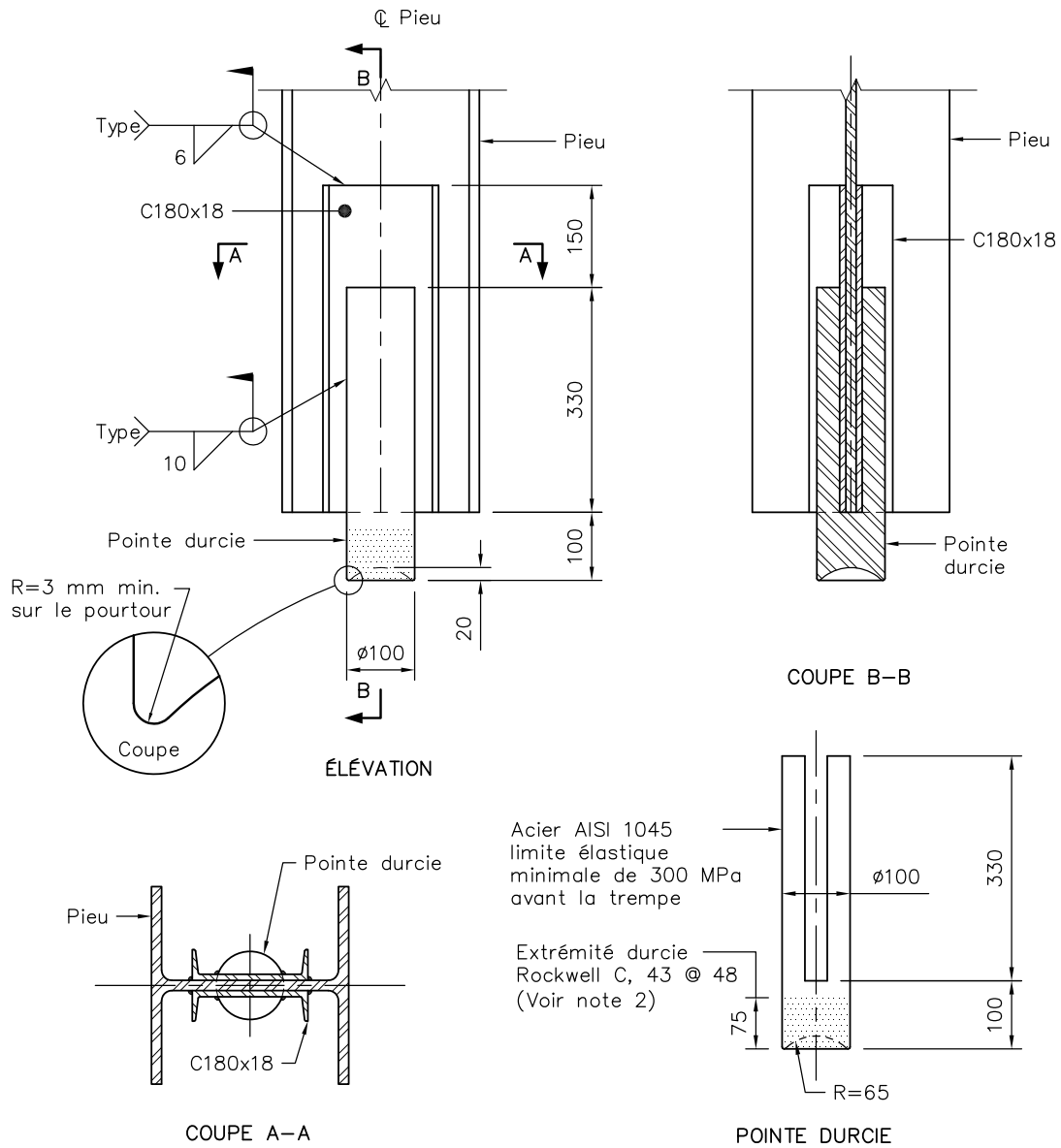
1 – Soudage :

- 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 : E4801T-9-CH ou E48018;

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



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 : E4801T-9-CH ou E48018;

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

6.6 ANCRAGES AU SOL

Lorsqu'il est requis de spécifier des ancrages au sol dans les semelles d'une unité de fondation, ceux-ci doivent être dimensionnés selon les exigences de la norme CAN/CSA-S6 « Code canadien sur le calcul des ponts routiers ».

Le dimensionnement des semelles devrait être fait de sorte que les ancrages ne soient requis que pour les combinaisons incluant des charges exceptionnelles telles que 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 précontraints.

6.7 MURS

6.7.1 Généralités

La conception des murs 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 19.11 « Murs » du présent manuel.

6.7.2 Murs homologués

La conception d'un mur homologué doit tenir compte des exigences de conception de l'article 6.7.2.1 et satisfaire les spécifications de l'avis technique pertinent du Ministère. L'avis technique est disponible sur le site Internet du Ministère.

Avant d'inclure un mur de type 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 est toujours inscrit dans cette liste. La liste des murs homologués est disponible sur le site Internet du Ministère.

6.7.2.1 Exigences de conception

La conception des murs homologués doit être conforme aux exigences de la norme CAN/CSA-S6 « Code canadien sur le calcul des ponts routiers », avec les précisions et les restrictions suivantes :

- Les coefficients de pondération des charges de la combinaison ÉLUL n° 5 du tableau 3.1 de la norme CAN/CSA-S6, dont la valeur n'est pas nulle, doivent prendre la valeur de 1,0.
- L'angle d'inclinaison de la poussée des terres (δ) doit être inférieur ou égal à la moitié de l'angle de frottement (ϕ).
- La note de calcul doit inclure une vérification de la stabilité d'ensemble du mur, en tenant compte des propriétés géotechniques du sol sous-jacent.
- La force horizontale à prendre en considération dans le calcul parasismique doit être déterminée en utilisant 50 % du rapport d'accélération horizontal relatif à la localisation du mur.
- L'angle de frottement pour vérifier la stabilité externe, en l'absence d'essai de cisaillement sur le sol retenu, doit être de 30°.
- L'angle de frottement pour vérifier la stabilité interne du massif doit être de 36°.
- Les coefficients de sécurité et 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 de la norme AASHTO LRFD « Bridge Design Specifications », SI Units.

Tableau 6.7-1 Coefficients de sécurité et coefficients de tenue pour le calcul des murs

STABILITÉ EXTERNE	COEFFICIENTS DE TENUE	COEFFICIENTS DE SÉCURITÉ
Glissement sur la base	0,8	
Butée	0,5	
Renversement	0,6 ⁽¹⁾	
Poinçonnement	0,5	
Stabilité d'ensemble ⁽²⁾		
– Calcul sans charge sismique		
➤ Paroi verticale ou inclinée à 70° ou plus p/r à l'horizontale		1,5
➤ Paroi inclinée à 70° ou moins p/r à l'horizontale		1,3
– Calcul parasismique		1,1
STABILITÉ INTERNE	COEFFICIENTS DE TENUE	COEFFICIENTS DE SÉCURITÉ
Arrachement des inclusions		
– Charges statiques	0,83	
– Charges statiques et sismiques	1,20	
Tension des inclusions et des connecteurs		
– Inclusions métalliques ⁽³⁾		
➤ Bandes métalliques		
- Charges statiques	0,7	
- Charges statiques et sismiques	1,0	
➤ Treillis ⁽⁴⁾		
- Charges statiques	0,6	
- Charges statiques et sismiques	0,85	
– Inclusions géosynthétiques ⁽⁵⁾		
➤ Charges statiques	0,83	
➤ Charges statiques et sismiques	1,20	

NOTES

1. La stabilité contre le renversement n'a pas besoin d'être vérifiée si le point d'application de la résultante est soit dans la demi-largeur de la semelle si celle-ci repose sur un sol, soit dans les trois quarts de la largeur de la semelle si celle-ci repose sur le roc, ces deux dimensions étant centrées sur la base de la semelle (voir article 11.10.5.5 de la norme AASHTO LRFD « *Bridge Design Specifications* », *SI Units*).
2. Le calcul de la stabilité d'ensemble est fait sans charges majorées.
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_{ult} : tension à la rupture déterminée par des essais sur des spécimens à bande large tel qu'il est 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 dus 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* », *SI Units*.

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

Le texte des normes suivantes contient des exigences particulières ou 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 19.12 « 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 il est défini à l'article 7.8.5.3.2 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) de la norme CAN/CSA-S6, le terme « vertical » 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 3.2) de la norme CAN/CSA-S6.

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 , tel que défini à l'article 7.5.5 du code S6, ce qui permet de calculer la charge sismique en utilisant l'équation suivante :

$$EQ = A_v D + A_v E$$

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 calculé pour un débit équivalent à 50 % du débit annuel.

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.

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	8-8
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 béquilles en béton armé ou précontraint	8-16
8.2.5	Butoir en béton armé	8-20
8.2.6	Mur en retour en console	8-22
8.3	BÉTON PRÉCONTRAIT	8-24
8.3.1	Généralités	8-24
8.3.2	Béton précontraint en place	8-24
8.3.3	Béton précontraint préfabriqué	8-37

Le texte des normes suivantes contient des exigences particulières ou 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 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 du tome III 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 béton avec ciment ternaire. Vous pouvez consulter le tableau 2.8-1 du tome III 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.

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 et 2.8-3 du tome III 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 aux articles 5.7.1.6 et 5.7.1.7 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 5.7.1.7.1 de la norme CAN/CSA-S6.

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

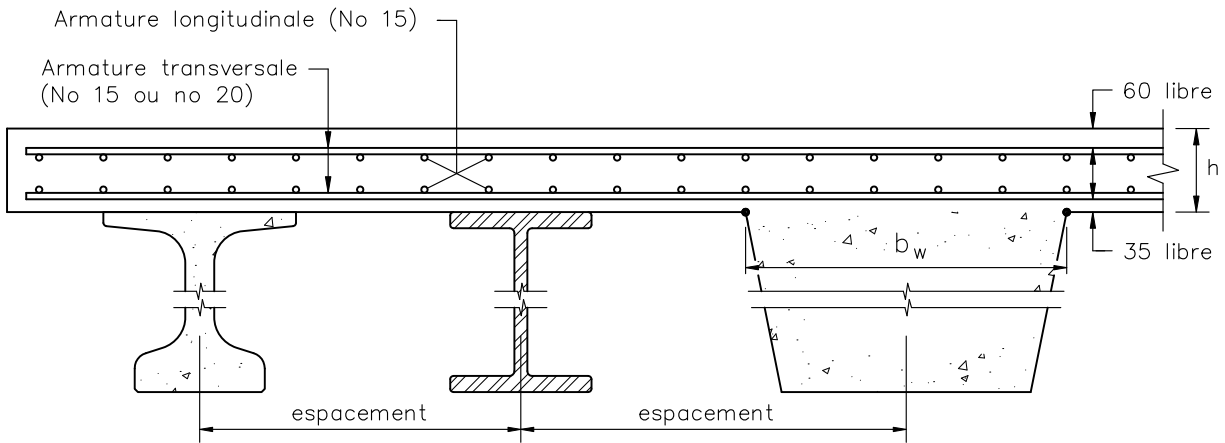


Figure 8.2-1 Disposition de l'armature

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 n° 15 et la figure 8.2-3 est l'abaque pour l'armature n° 20. 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.

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

$600 \text{ mm} < S < 7300 \text{ mm}$

Pour différents types de tablier, la portée utile S (en mm) est définie comme suit :

Tablier à poutres d'acier : $S = \text{espacement} - \frac{b_f}{2}$

Tablier à poutres préfabriquées NEBT : $S = \text{espacement} - 650$

Tablier en béton : $S = \text{espacement} - b_w$

b_w : largeur de l'âme (mm)

b_f : largeur de la semelle supérieure (mm)

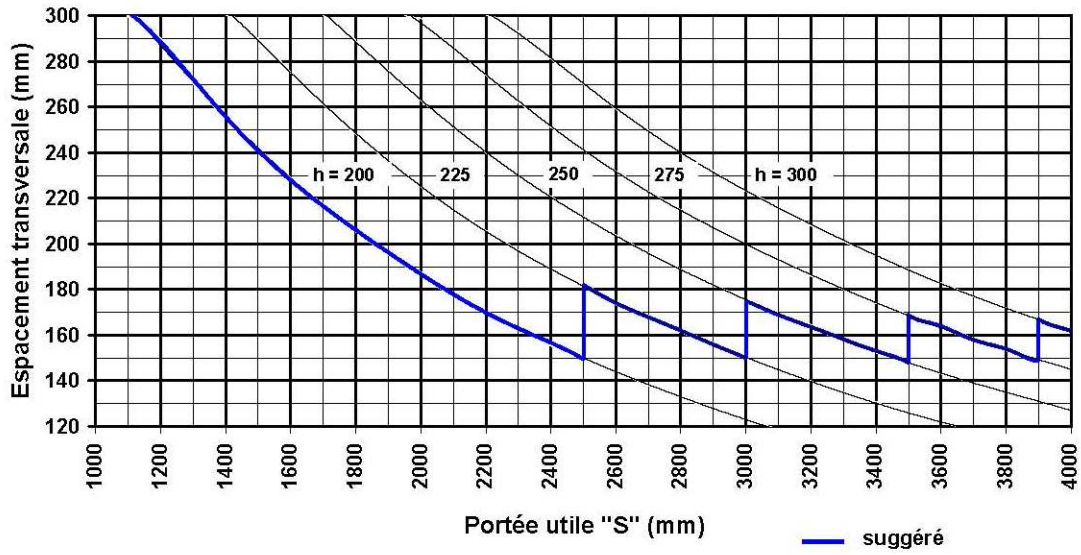


Figure 8.2-2 Armature principale N° 15

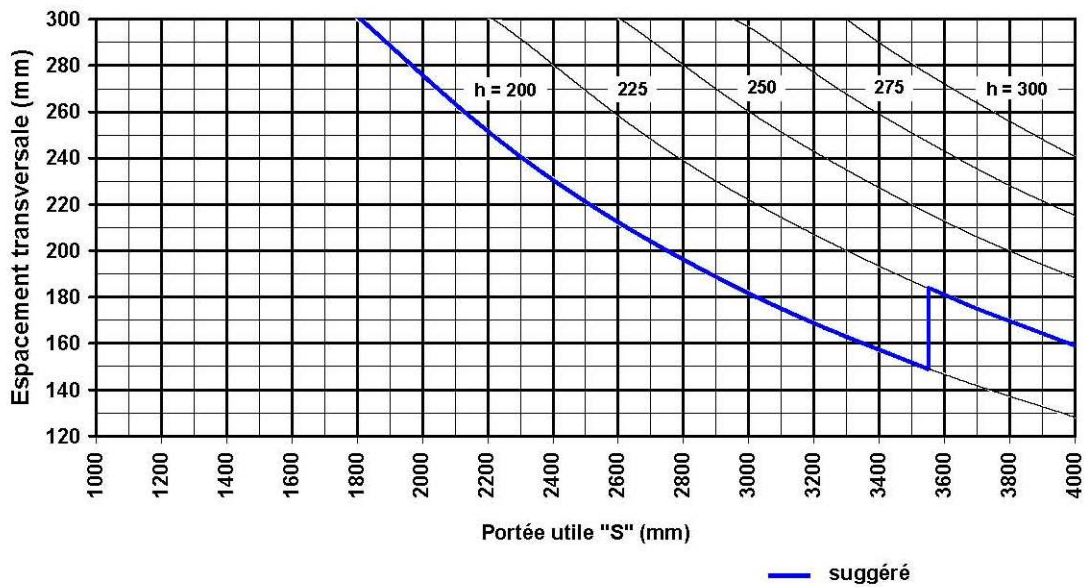


Figure 8.2-3 Armature principale N° 20

8.2.2.3 Méthode empirique de la norme S6

La méthode empirique, décrite à l'article 8.18.4 de la norme CAN/CSA-S6 « Code canadien sur le calcul des ponts routiers », 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 min.

Cette méthode doit être utilisée après vérification de son applicabilité conformément aux spécifications des articles 8.18.4.1 et 8.18.4.2, 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 5.7.1.6.1 et 5.7.1.6.3 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 de performance PL3 et en acier de niveau de performance PL2).

La figure 8.2-4 montre la disposition type de l'armature.

La figure 8.2-5 est une 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 définie comme suit :

Tablier à poutres d'acier : $L = L'$

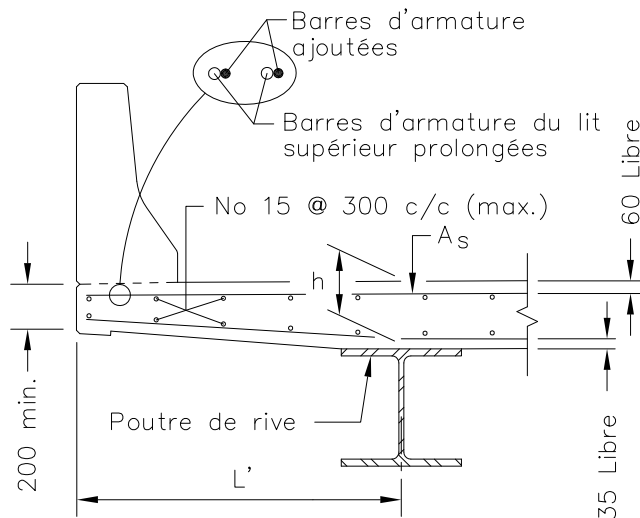
Tablier à poutres préfabriquées NEBT : $L = L' - 325$

Tablier en béton : $L = L' - \frac{b_w}{2}$

L' étant la distance entre le bord de la dalle et le centre de la poutre de rive (mm).

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
- 4) Le porte-à-faux est limité par les exigences de l'article 5.7.1.1 de la norme CAN/CSA-S6

Figure 8.2-4 Disposition de l'armature

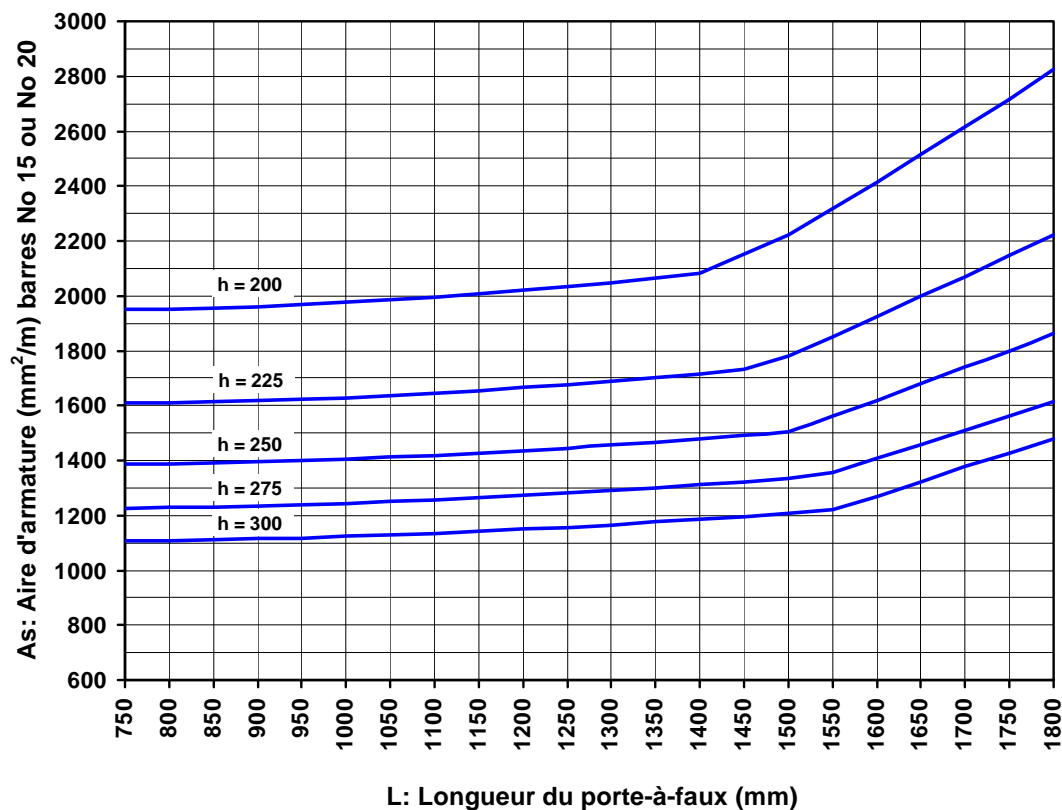


Figure 8.2-5 Quantité d'armature requise

8.2.3 Diaphragme en béton armé

Dans les tabliers à poutres, nous retrouvons 2 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 telles qu'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 : 1000 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 1000 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.

8.2.3.4.1 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	$30 < L \leq 45$

8.2.3.4.2 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 soit 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 1450 kN.

La figure 8.2-9 illustre 3 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.

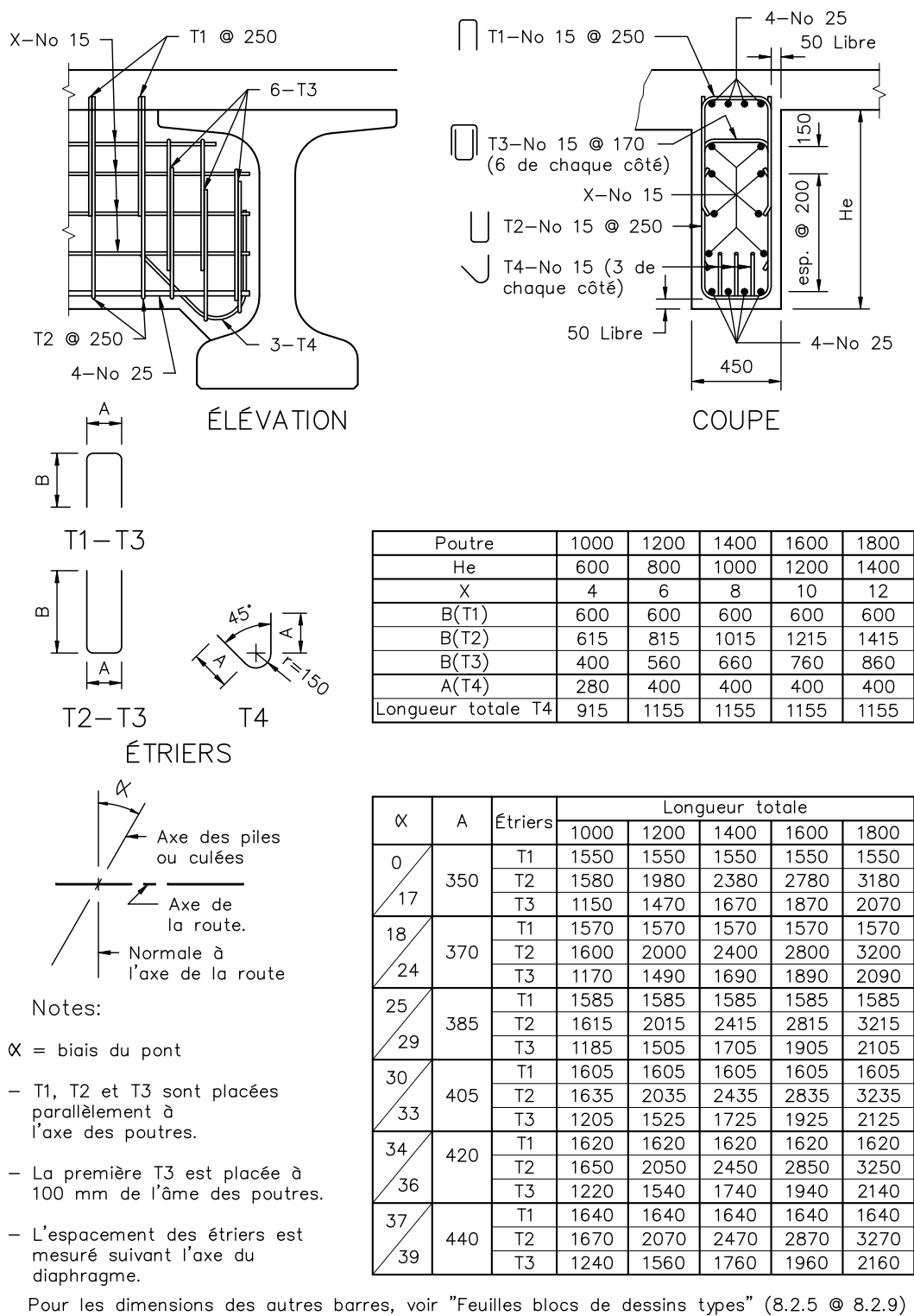
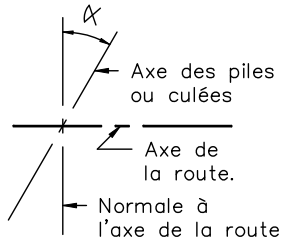
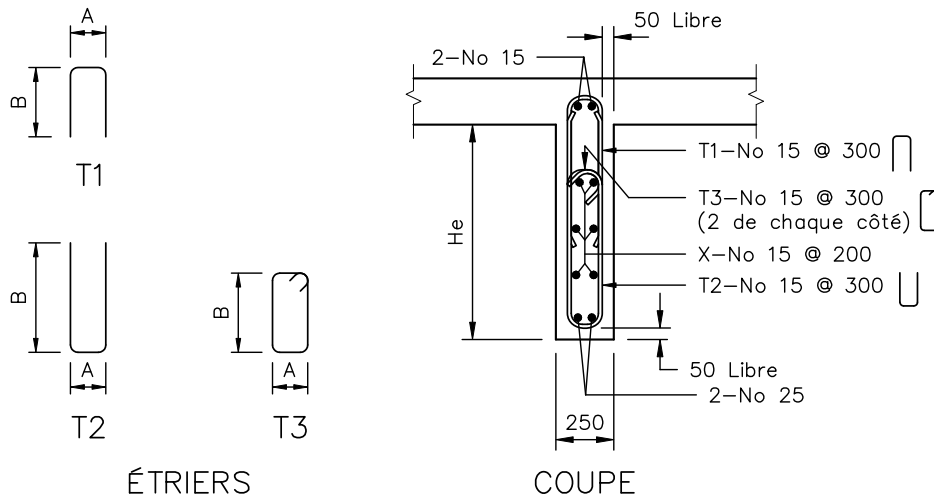


Figure 8.2-6 Diaphragme d'extrémité – Tablier non continu



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

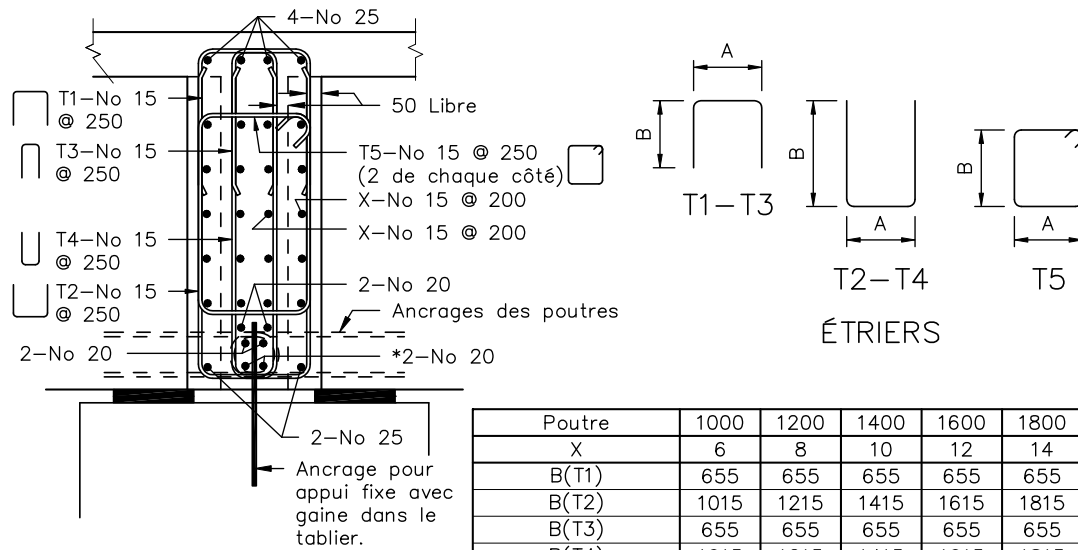
Notes:

- 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.

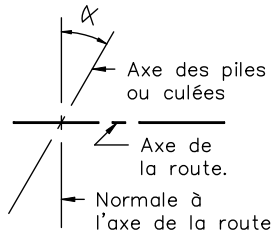
α	A	Étriers	Longueur totale				
			1000	1200	1400	1600	1800
0 17	150	T1	1260	1460	1460	1460	1460
		T2	1240	1640	2040	2440	2840
		T3	1150	1550	1950	2350	2750
18 24	160	T1	1270	1470	1470	1470	1470
		T2	1250	1650	2050	2450	2850
		T3	1170	1570	1970	2370	2770
25 29	165	T1	1275	1475	1475	1475	1475
		T2	1255	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 "Feuilles blocs de dessins types" (8.2.5 @ 8.2.9)

Figure 8.2-7 Diaphragme intermédiaire



COUPE



Notes:

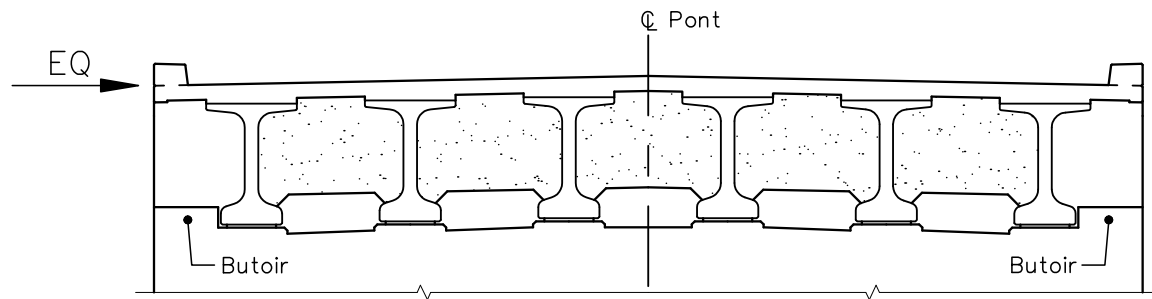
- α = biais du pont
- L'espacement des étriers est mesuré suivant l'axe du diaphragme.
- T1, T2, T3, T4 et T5 sont placées parallèlement à l'axe des poutres.
- * Ces barres sont continues sur toute la longueur du diaphragme lorsque le dévers est unique mais se chevauchent vis-à-vis un changement de dévers. 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 "Feuilles blocs de dessins types" (8.2.5 @ 8.2.9)

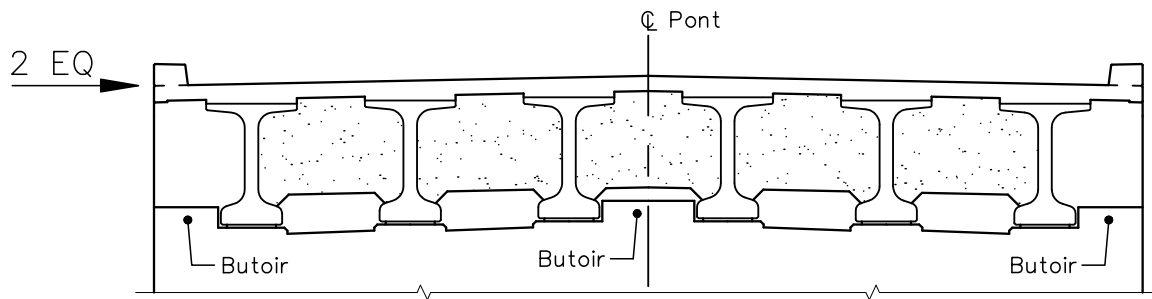
Poutre	1000	1200	1400	1600	1800
X	6	8	10	12	14
B(T1)	655	655	655	655	655
B(T2)	1015	1215	1415	1615	1815
B(T3)	655	655	655	655	655
B(T4)	1015	1215	1415	1615	1815
B(T5)	500	700	900	1100	1300

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

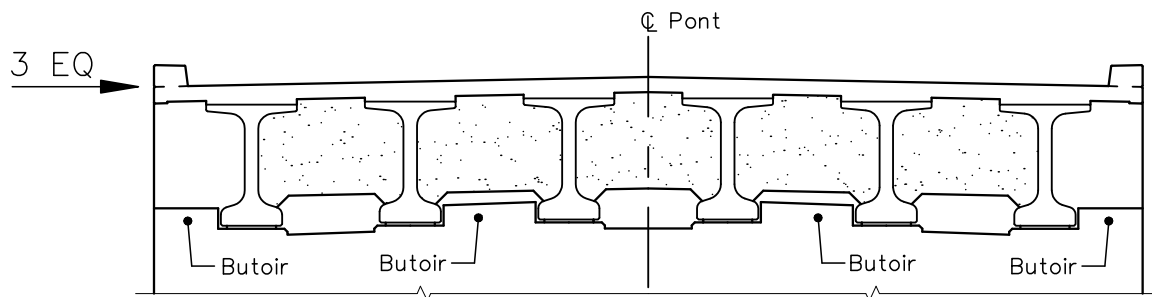
Figure 8.2-8 Diaphragme sur pile – Tablier continu



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 béquilles en béton armé ou précontraint

8.2.4.1 Généralités

Contrairement aux modalités prévues à l'article 8.9.1.2 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 tablier 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 de la norme CAN/CSA-S6.

8.2.4.2 Armature transversale de cisaillement requise structurellement

Pour les dalles pleines où l'armature transversale de cisaillement est requise structurellement ($V_f > V_c$), l'armature transversale de cisaillement et la résistance pondérée au cisaillement doivent être déterminées selon les prescriptions retrouvées à l'article 8.9 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 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 structurellement

Pour les dalles pleines où l'armature transversale de cisaillement n'est pas requise structurellement ($V_f \leq V_c$), 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 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 de la norme CAN/CSA-S6, ni à la quantité déterminée par l'équation suivante qui est prescrite à l'article 5.8.4 de la norme AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, SI Units / 4th Edition / 2007 :

$$A_v \geq 0,35 \frac{A_{cv}}{f_y}$$

où A_{cv} représente la surface d'un plan cisailé horizontalement.

- 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 de la norme CAN/CSA-S6 doit être respecté.

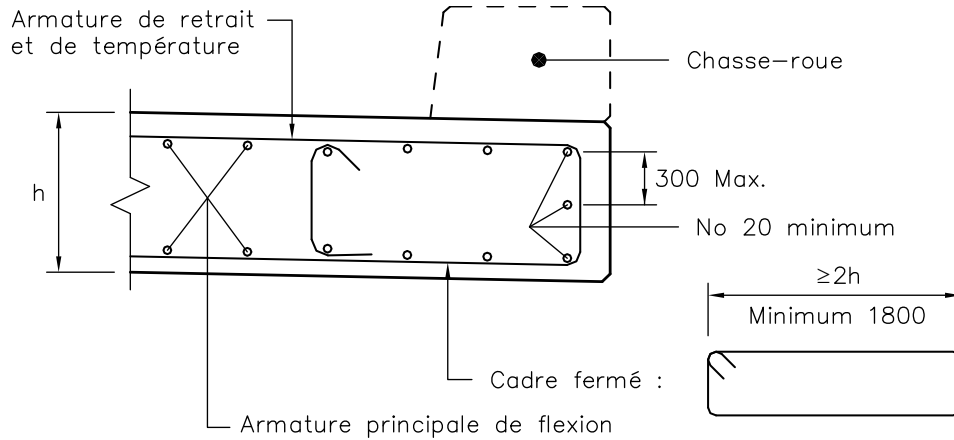
- L'espacement maximal de l'armature transversale de cisaillement, selon l'axe perpendiculaire à l'armature principale de flexion, ne doit pas dépasser la moindre des valeurs suivantes : 600 mm ou $2,0 d_v$.
- La valeur de l'angle d'inclinaison θ ne doit pas dépasser 42° ($d_v \cot \theta = d_v \cot [42^\circ] = 1,1 d_v$) 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 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.

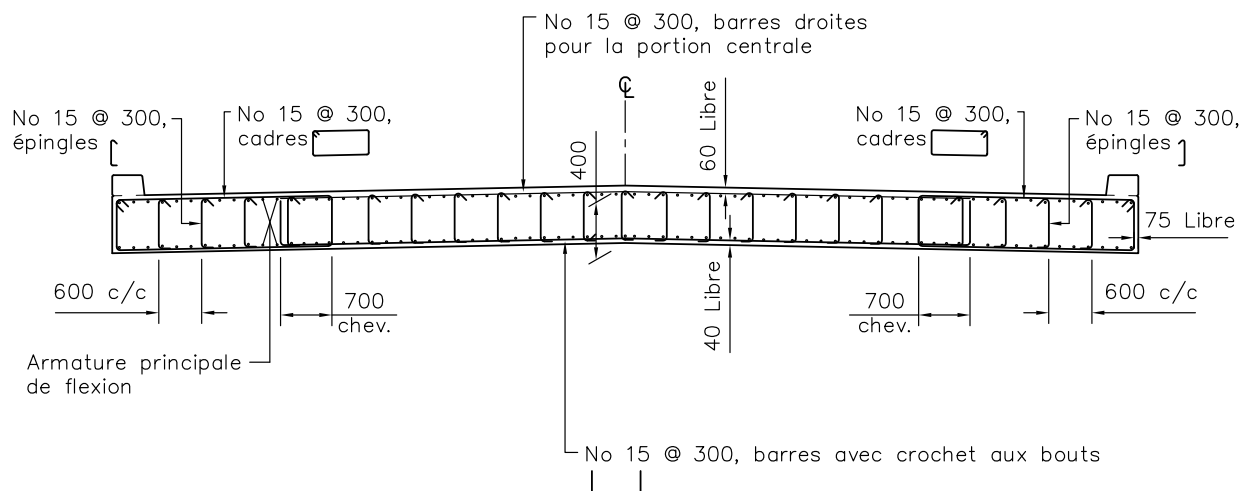


Notes :

- 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 retrouvées aux articles 8.2.4.3 et 8.2.4.4 de ce manuel.



COUPE TRANSVERSALE DE LA DALLE

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 telles qu'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 de la norme CAN/CSA-S6.

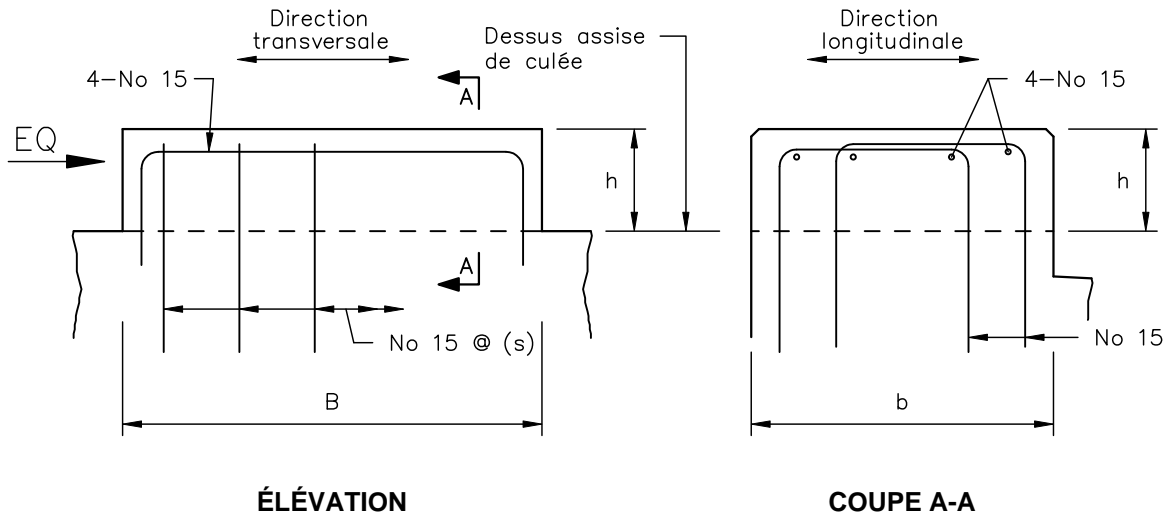
À titre d'exemple, le tableau 8.2-2 donne la capacité ultime de butoirs ayant la même quantité d'armature A_{vf} :

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 butoir 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 :

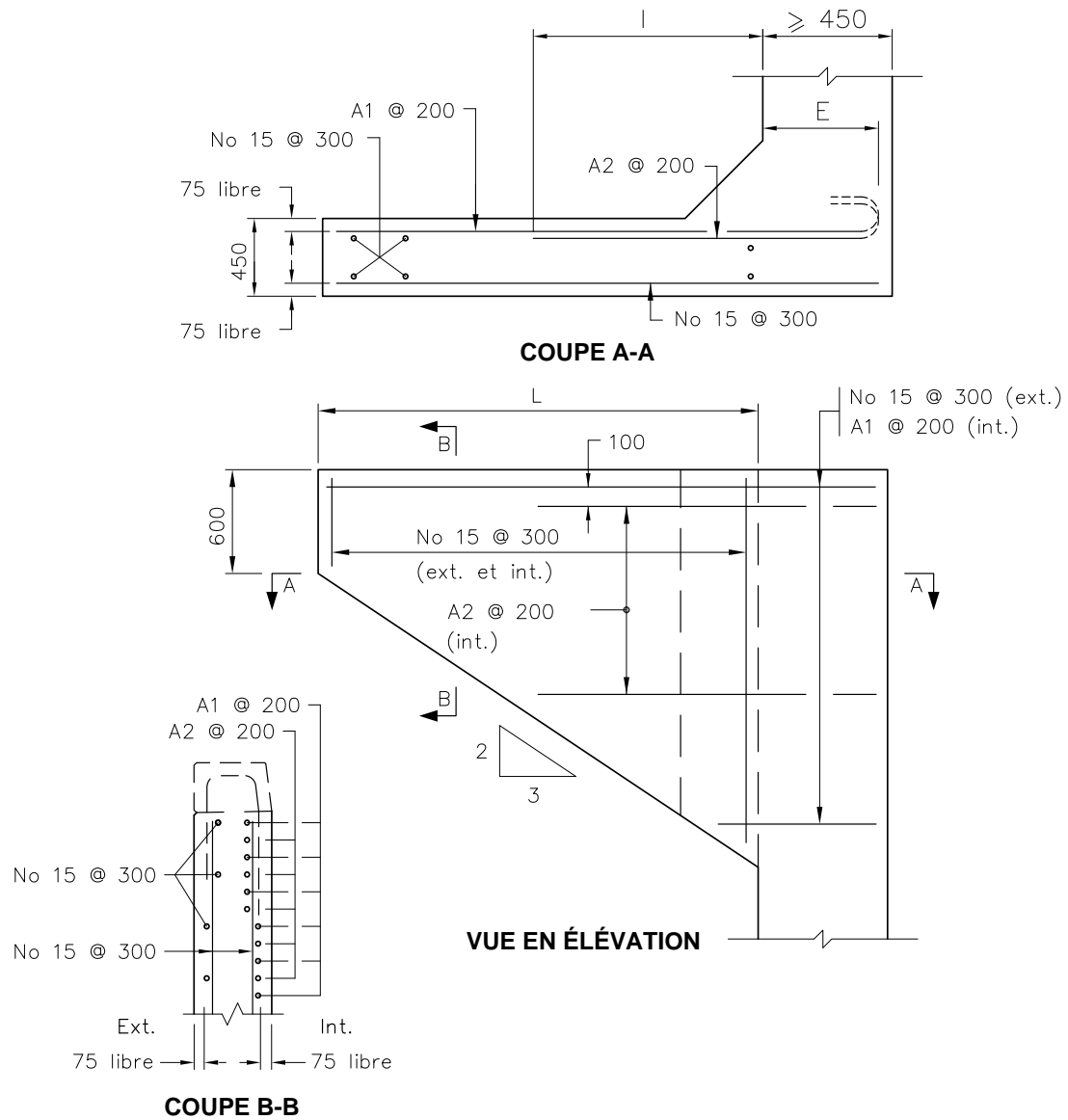
$$w \leq 0,35 \text{ mm}$$

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.



L (m)	A1 No	A2		
		No	l (mm)	Nombre
3	15	—	—	—
4	25	—	—	—
5	20	20	2000	11
6	25	25	2500	13
7	30	25	3000	12

Longueur minimale de scellement (E) des barres A1 et A2 (mm)		
Barre No		
15	400	190
20	475	235
25	770	300
30	900	355

Figure 8.2-13 Mur en retour en console

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 cette 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 ou 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 où 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 frettage 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 $0,4 f'_c$.
- 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 de la norme CAN/CSA-S6.
- Pour les ponts à poutres en béton précontraint coulés 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, 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 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

8.3.2.4.1 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, tels que :

- 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 d'esthétique.

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.

8.3.2.4.2 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.

8.3.2.4.3 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 mètres.

Si les déviateurs sont très espacés, il faut intercaler entre les câbles des dispositifs légers (entretoises - amortisseurs) ne reprenant en principe aucun effort, mais capable 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 l'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 :

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

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 :

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

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

8.3.2.4.4 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 P.E.H.D. 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 P.E.H.D. 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 déviateur en métal doit avoir un diamètre intérieur au moins égal au diamètre extérieur de la gaine en P.E.H.D. plus 10 mm.

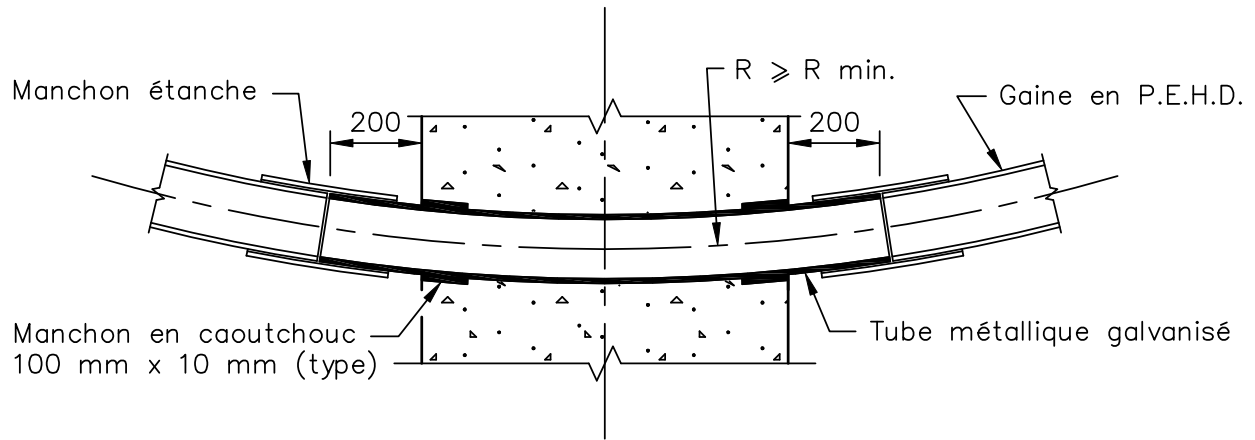
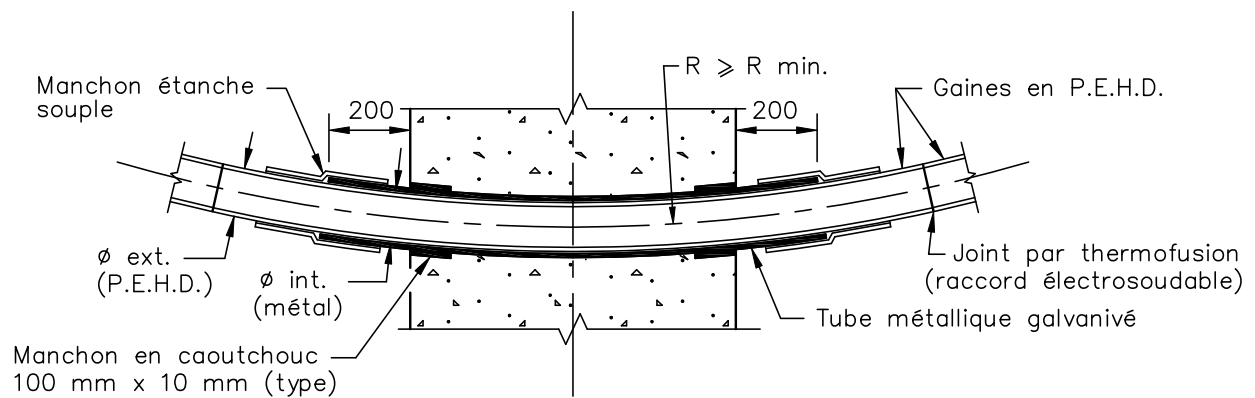


Figure 8.3-1 Déviateur simple



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.

8.3.2.4.5 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 tels que :

- 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 sa largeur dépasse 15 m. Cette précontrainte doit être calculée pour contrôler la fissuration due au retrait et aux effets de température.

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 1400 mm.

Seulement dans le cas où l'aspect esthétique l'exige et lorsque 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.

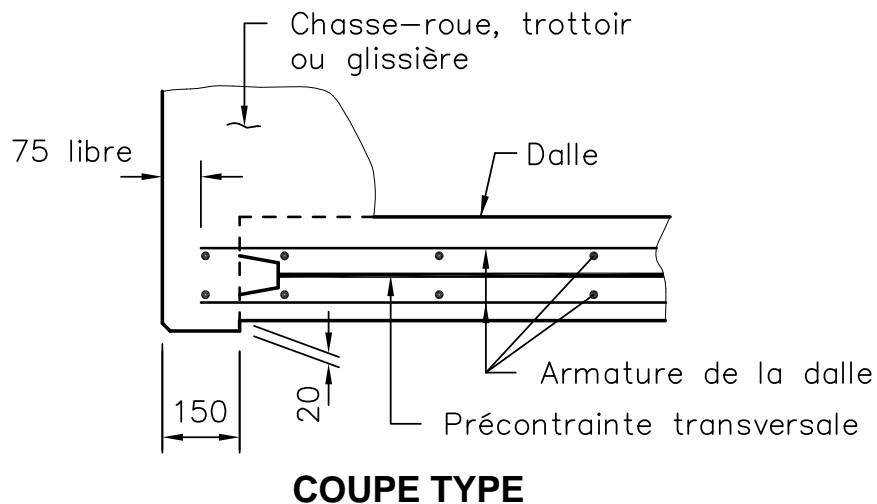


Figure 8.3.3 Précontrainte transversale

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-roues, trottoirs ou glissières, ainsi que du poids de l'enrobé à chaud. Lors de la réalisation des plans et devis, il est difficile d'estimer précisément la cambrure théorique des poutres car le calendrier de fabrication des poutres et des travaux en chantier est inconnu. Pour éviter les inconvénients liés à la surestimation des cambrures résiduelles (goussets très profonds), il est recommandé de faire une estimation conservatrice de la cambrure théorique des poutres telle celle obtenue à la sortie de l'usine (à 24 heures).

Dans les structures multi-travées, 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 telles que le retrait, le fluage, la précontrainte et la température (voir figure 8.3-4).

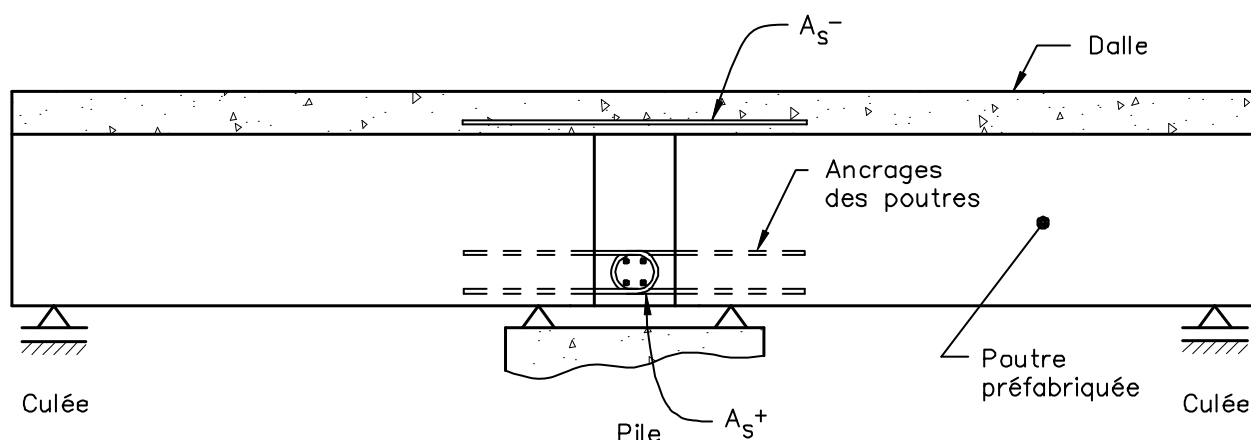


Figure 8.3-4 Structure semi-continue

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).

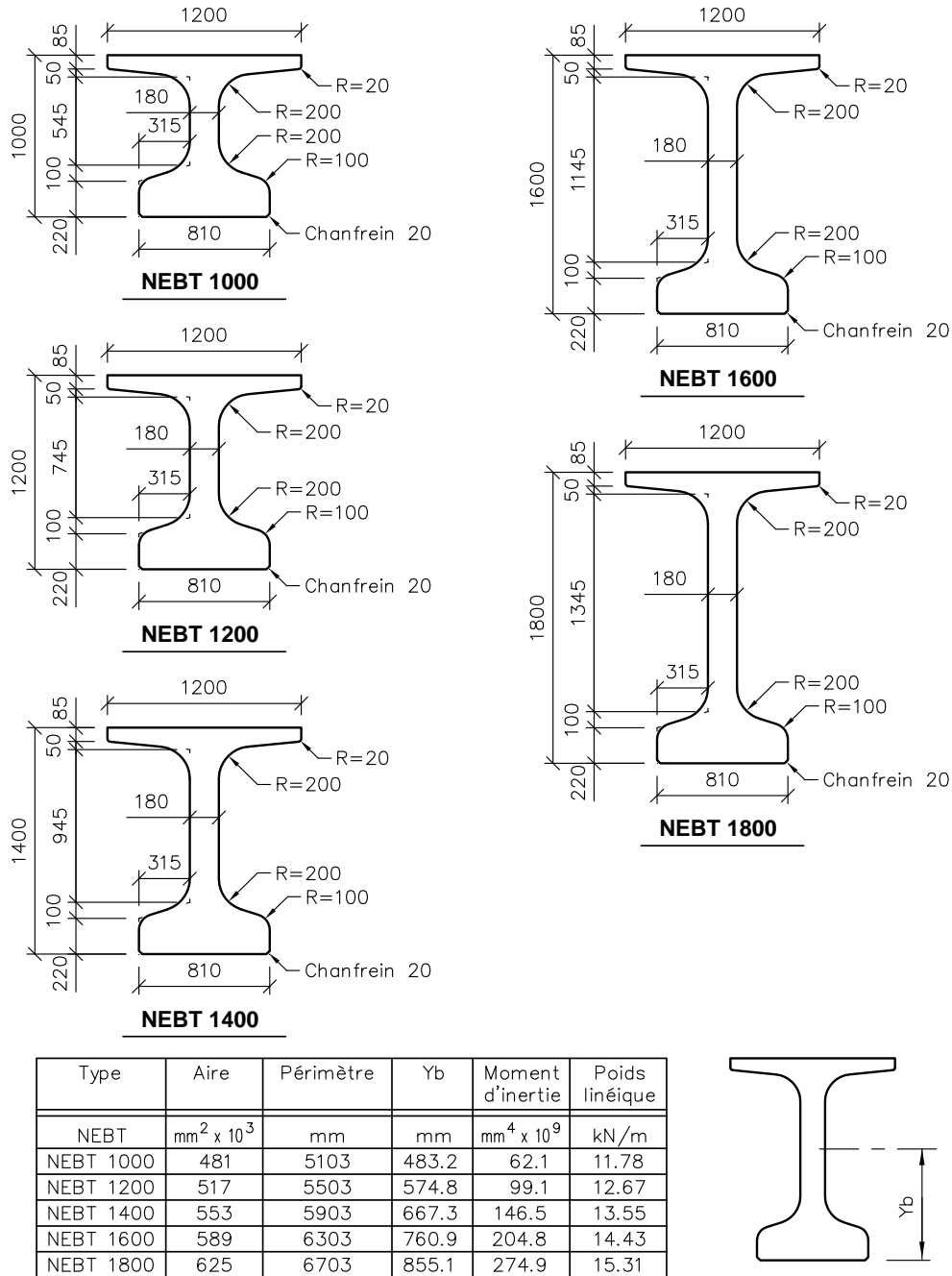


Figure 8.3-5 Caractéristiques des poutres préfabriquées de type NEBT

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.

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 2 à 4 voies ($W_c < 17$ m) et qui comprend 2 dispositifs de retenue de type 301 (niveau de performance PL-3). 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 N° 10 : A_v (mm²) 2 x 100
 Nuance : toutes les barres 400W

8.3.3.4 Calcul des poutres préfabriquées

8.3.3.4.1 Calcul des charges permanentes

- 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 qui suit, nous avons les valeurs suivantes :

deux dispositifs de retenue de type 301 en béton : 2 x 8,36 = 16,72 kN/m

8.3.3.4.2 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 $0,4 f'_c$

8.3.3.4.3 Facteur d'essieu

Le facteur d'essieu est obtenu par la méthode simplifiée du chapitre 5.

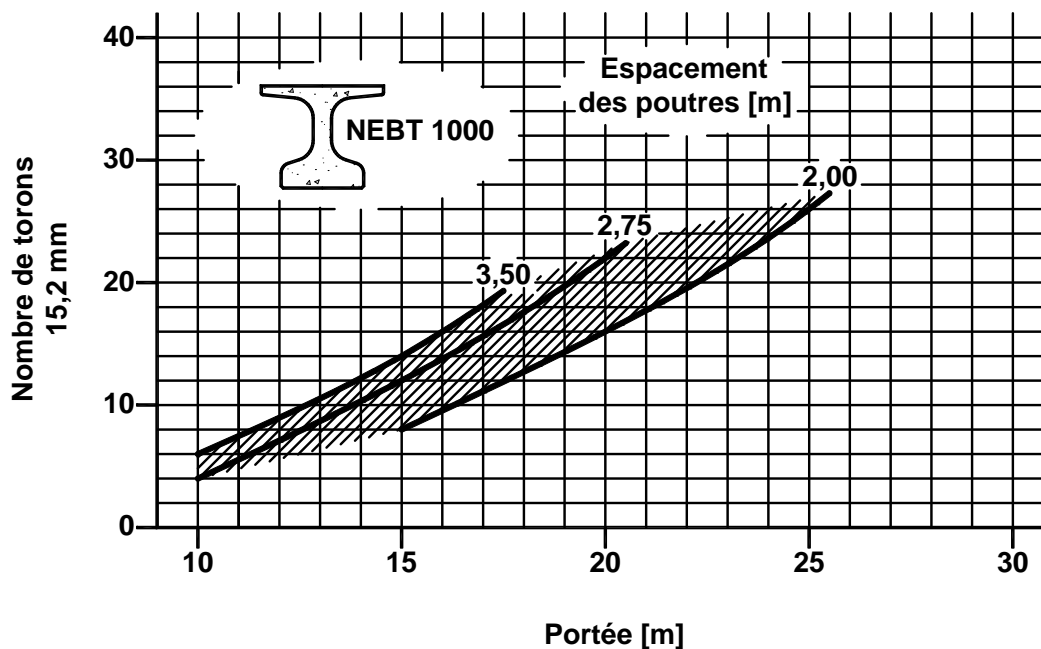


Figure 8.3-6 Quantité de précontrainte – Poutre NEBT 1000

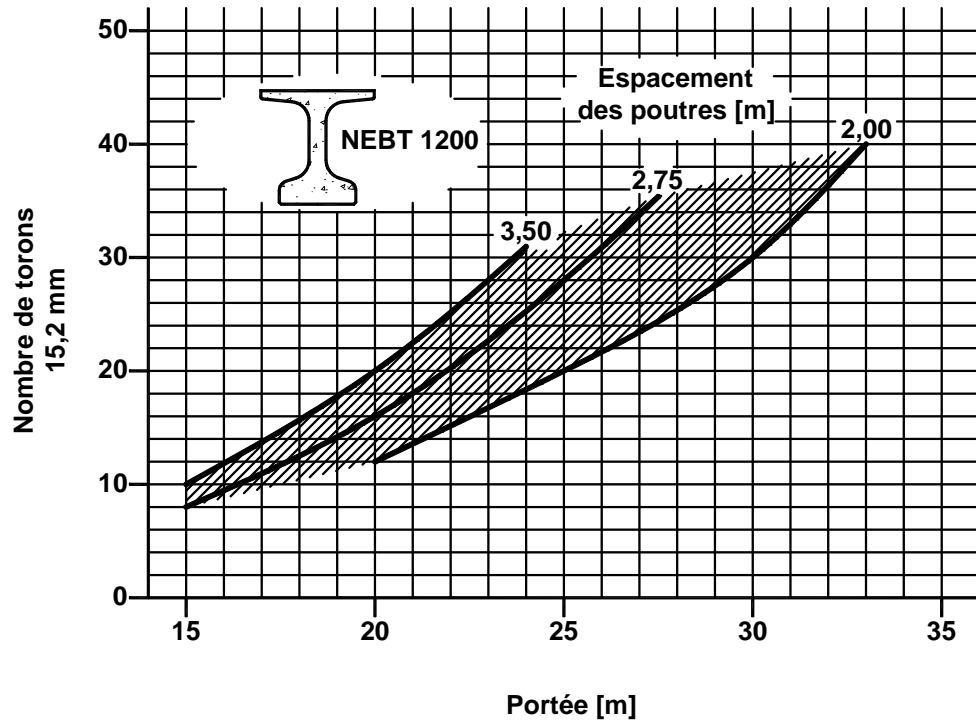


Figure 8.3-7 Quantité de précontrainte – Poutre NEBT 1200

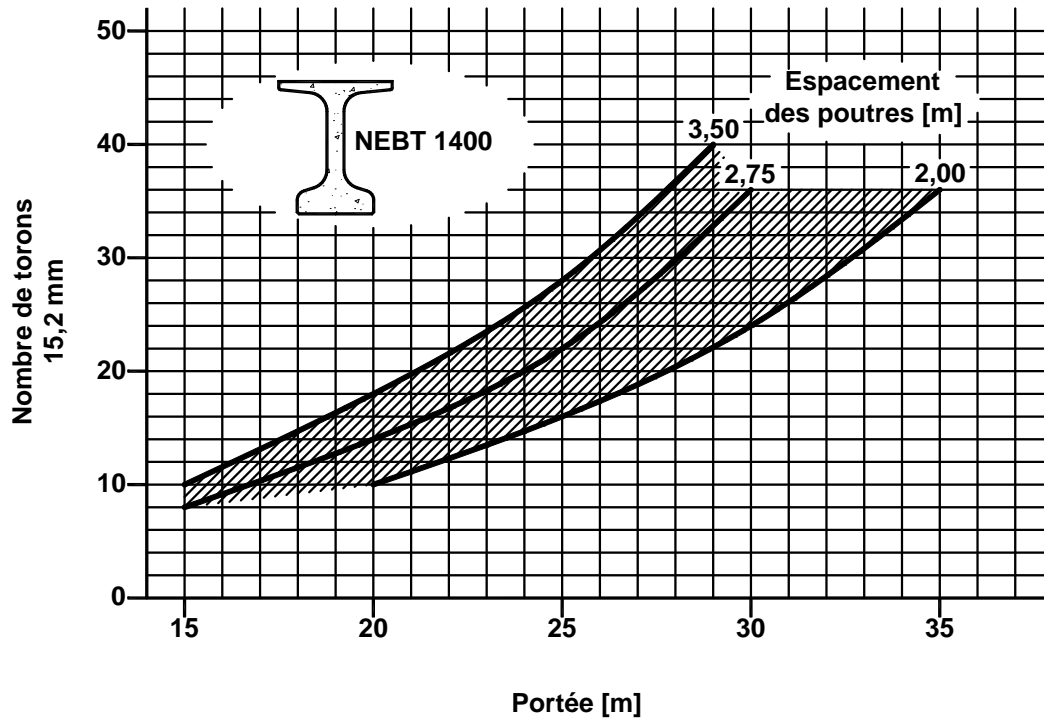


Figure 8.3-8 Quantité de précontrainte – Poutre NEBT 1400

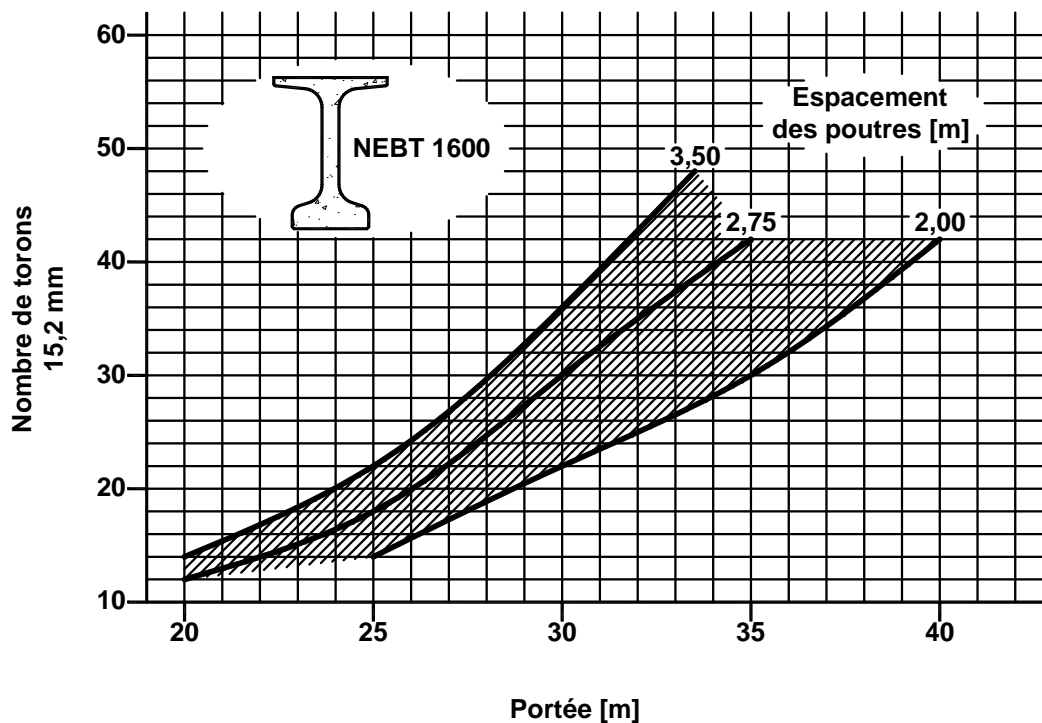


Figure 8.3-9 Quantité de précontrainte – Poutre NEBT 1600

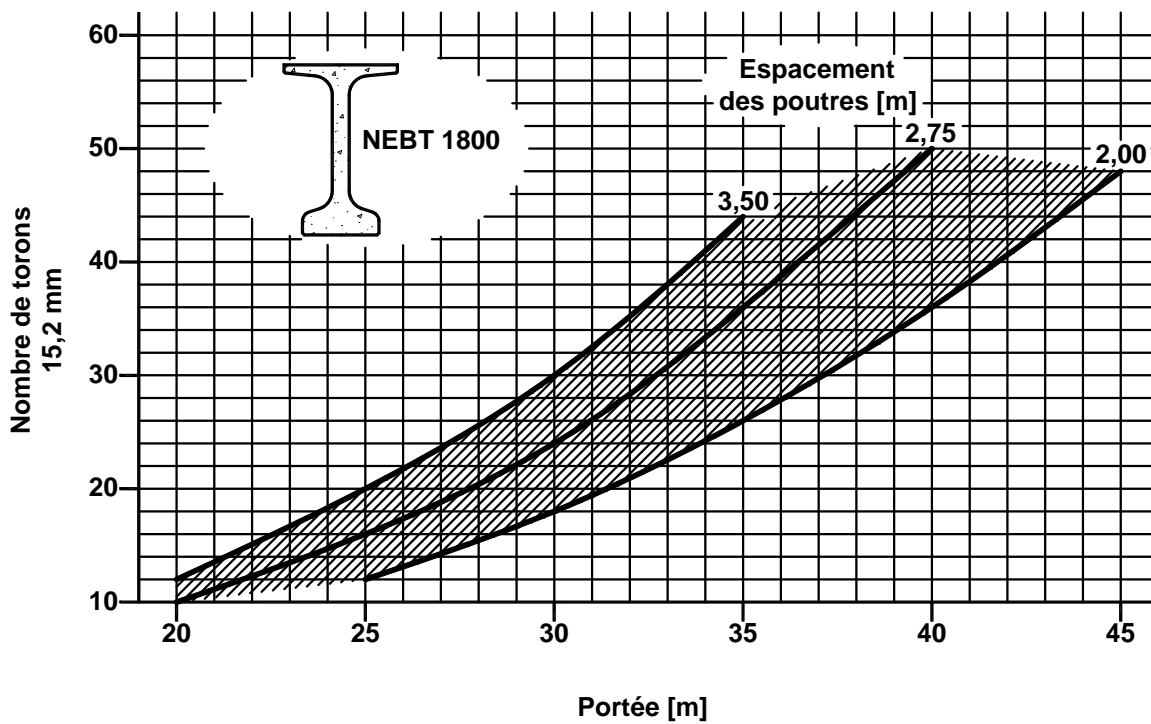


Figure 8.3-10 Quantité de précontrainte – Poutre NEBT 1800

8.3.3.5 Élaboration des plans

8.3.3.5.1 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 les l'armature transversales 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	N° 15	1 à 50, 10 à 75, puis
	N° 10	6 à 180, 12 à 250, le reste à 300
1400	N° 15	1 à 50, 10 à 75, puis
	N° 10	12 à 150, 13 à 200, le reste à 300
1600 et 1800	N° 15	1 à 50, 10 à 75, puis
	N° 10	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 relève 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).

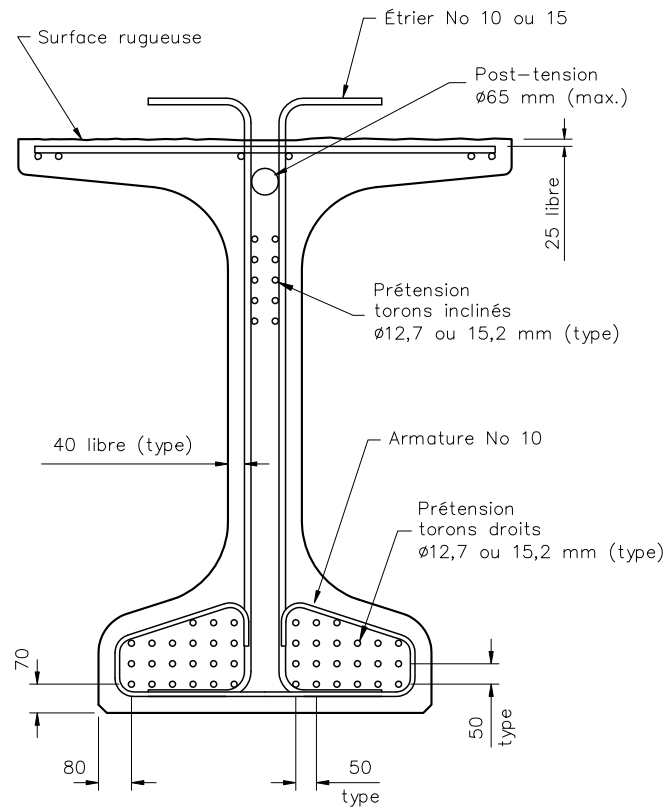


Figure 8.3-11 Arrangement général des armatures

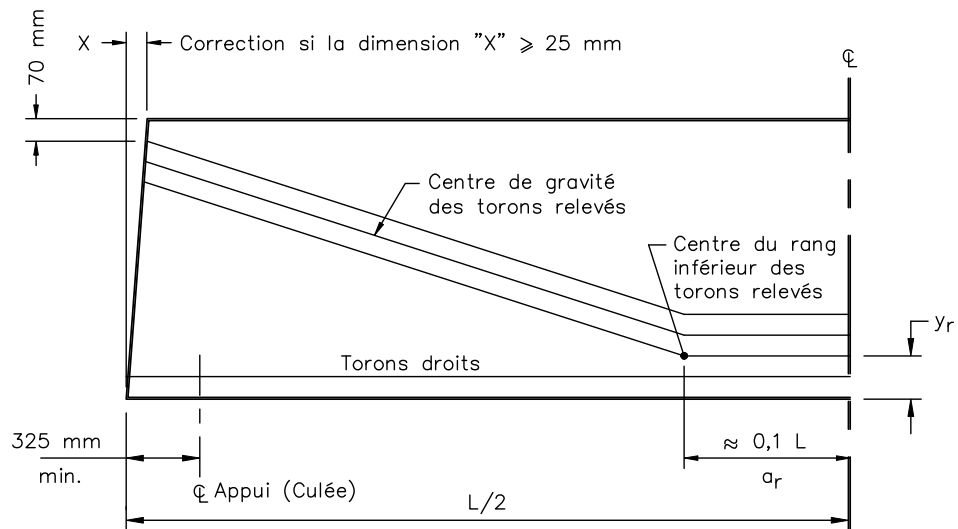


Figure 8.3-12 Correction aux extrémités des poutres

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° .

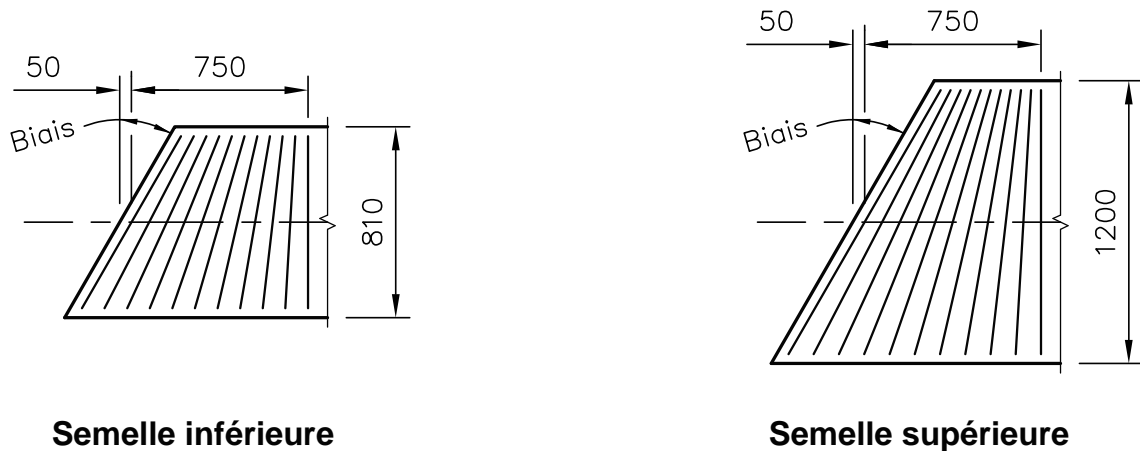


Figure 8.3-13 Disposition des armatures transversales aux extrémités des poutres avec biais d'au plus 30°

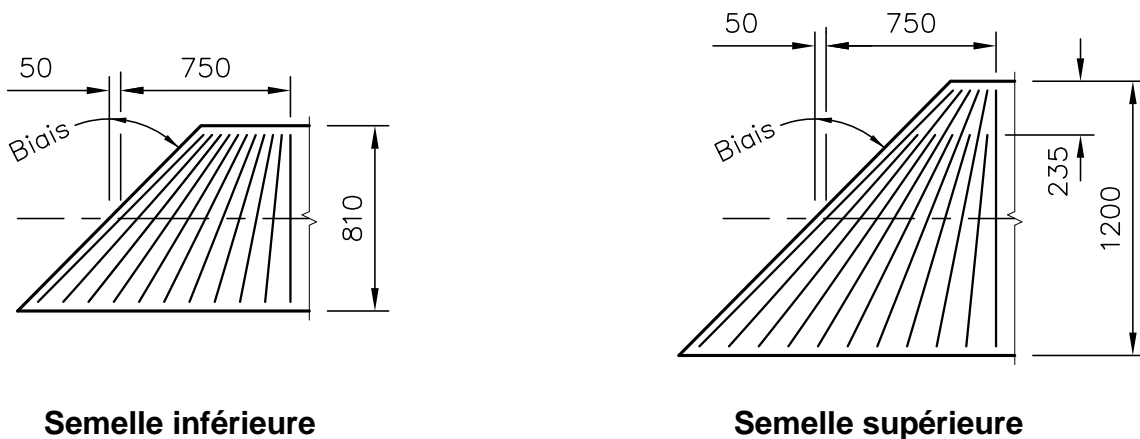


Figure 8.3-14 Disposition des armatures transversales aux extrémités des poutres avec biais entre 30° et 45°

8.3.3.5.2 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.

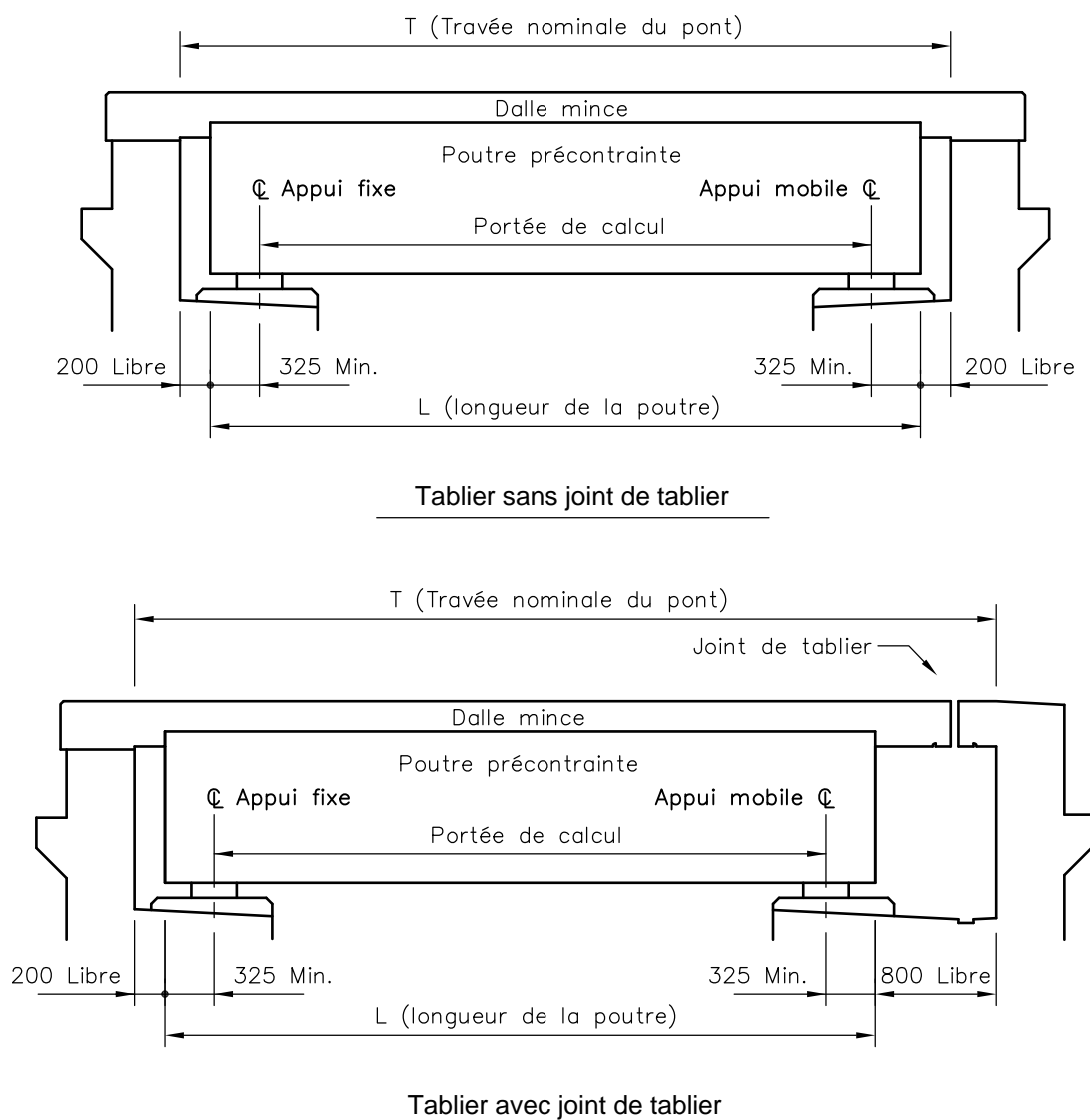


Figure 8.3-15 Extrémités des tabliers de pont

8.3.3.5.3 Stabilité longitudinale

Les tabliers de pont doivent être retenus longitudinalement sous des charges telles qu'un séisme ou le freinage. En général, les poutres préfabriquées en béton sont retenues à la culée « fixe » par des tiges d'ancrage en acier ou par des appareils d'appui à élastomère confiné, telles qu'illustrées à la figure 8.3-16.

La tige d'ancrage est le système de retenue de tablier le plus courant pour les poutres préfabriquées de type NEBT car il peut s'utiliser avec un appareil d'appui en élastomère fretté. Leur résistance est fonction du diamètre de la tige et de la résistance en compression du béton de la culée. La résistance ultime de 2 types d'ancrage est indiquée dans le tableau ci-dessous.

Tableau 8.3-2 Tiges d'ancrage

Résistance à l'effort tranchant V_r AUX ÉLUL	
Armature (N°)	$f'_c = 35$ MPa
N° 35	225 kN
N° 45	372 kN

L'acier d'armature utilisé comme ancrage doit être de grade 400 W et conforme à la norme CSA-G30.18.

Lorsque l'intensité des charges longitudinales est supérieure à la capacité en cisaillement V_r des tiges d'ancrage, les poutres doivent reposer sur des appareils d'appui « fixe » à élastomère confiné.

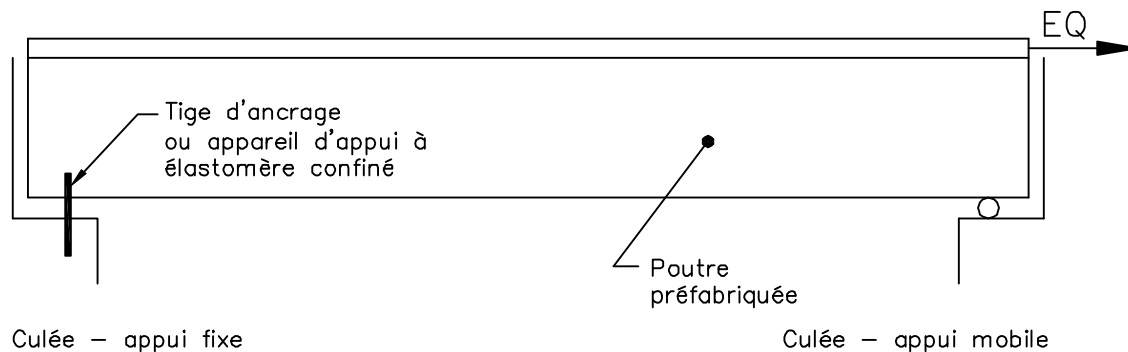
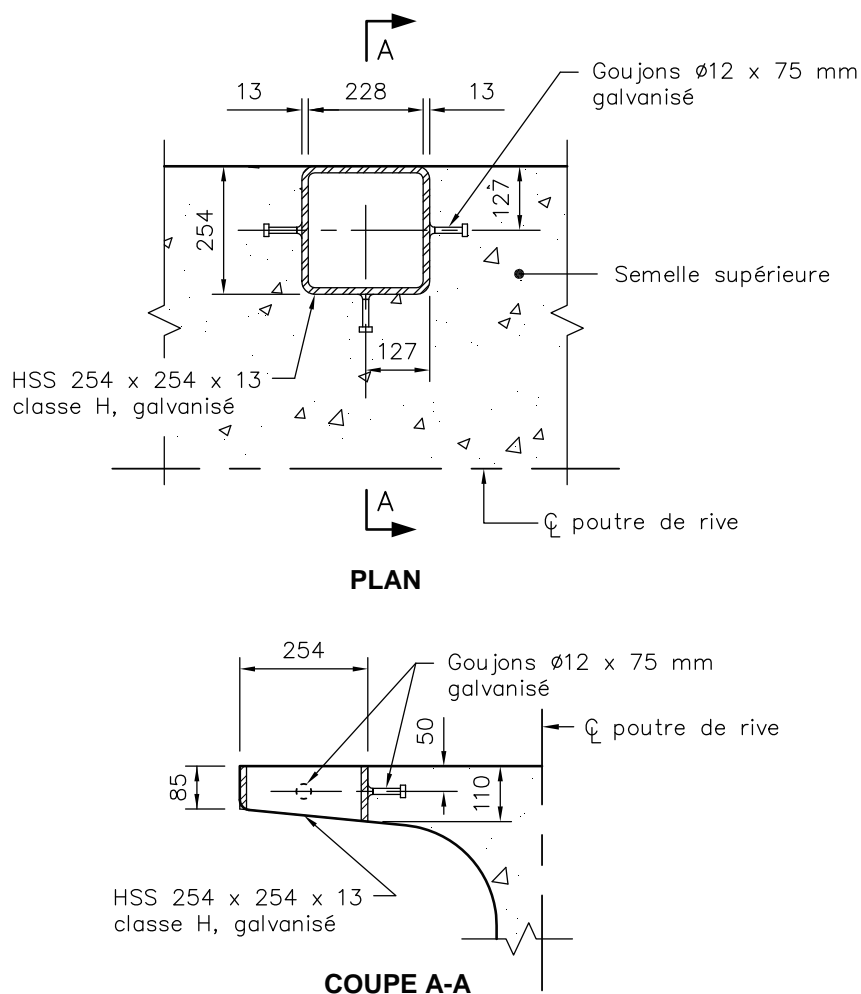


Figure 8.3-16 Stabilité longitudinale

8.3.3.5.4 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.



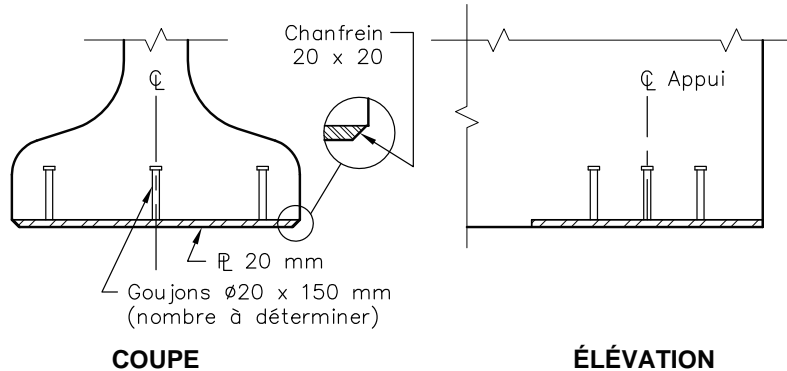
Note:

- Acier: norme CAN/CSA-G40.21, nuance 350W.
- Goujons: norme ASTM A108.

Figure 8.3-17 Cadre de renforcement pour drain

8.3.3.5.5 Appareils d'appui des poutres préfabriquées de type NEBT

L'utilisation d'appareils d'appui en élastomère fretté avec éléments glissants et à élastomère confiné requiert la présence d'une plaque d'acier encastrée dans la surface d'appui des poutres tel que montrée à la figure 8.3-18. Cette plaque d'acier installée à l'usine doit être de nuance 350A pour permettre 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

8.3.3.6 Longueur maximale des poutres préfabriquées de type NEBT

Le fabricant est responsable du transport et de la mise en place des poutres. Il doit obtenir un permis spécial de la SAAQ pour transporter les poutres sur le réseau routier. Dans le cas de poutres préfabriquées en béton, on limite à 60 tonnes le poids de la poutre devant utiliser le réseau routier.

La longueur maximale transportable dépend de la masse de la poutre, de la quantité de précontrainte et des difficultés rencontrées sur le trajet. Le tableau ci-dessous indique la longueur maximale des poutres préfabriquées de type NEBT pouvant être utilisées dans un projet.

Tableau 8.3-3 Longueur maximale des poutres préfabriquées

Poutre (type)	Longueur max. (m)
NEBT 1000	25,5
NEBT 1200	33,0
NEBT 1400	35,0
NEBT 1600	40,8
NEBT 1800	38,4

CHAPITRE 9
OUVRAGES EN BOIS
TABLE DES MATIÈRES

9.1	OUVRAGES EN BOIS	9-1
------------	-------------------------	------------

Le texte des normes suivantes contient des exigences particulières ou 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 2.9	Ouvrages en bois

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 ».

CHAPITRE 10

OUVRAGES EN ACIER

TABLE DES MATIÈRES

10.1	NUANCE DE L'ACIER	10-1
10.2	Assemblages boulonnés ET GOUJONS DE CISAILLEMENT	10-1
10.2.1	Assemblages boulonnés	10-1
10.2.2	Goujons de cisaillement	10-3
10.3	CAMBRURE ET FLÈCHE	10-3
10.4	CONCEPTION	10-4
10.4.1	Analyse des poutres mixtes	10-4
10.4.2	Autres exigences	10-6
10.5	CONTREVENTEMENTS ET DIAPHRAGMES AUX APPUIS	10-7
10.6	SYSTÈME D'ANCRAGE DES POUTRES PRINCIPALES	10-8

Le texte des normes suivantes contient des exigences particulières ou 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 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.

Tableau 10.1-1 Nuance de l'acier

NORME CAN/CSA-G40.21	
Pièces structurales principales	Diaphragmes, contreventements et poutres de levage
350AT ¹	350A, 350W ² ou 300W ²
350WT ¹	350W ² ou 300W ²

¹ Les exigences thermiques et énergétiques pour l'essai de résilience Charpy doivent être conformes aux tableaux 10.12 et 10.13 de la norme CAN/CSA-S6 « Code canadien sur le calcul des ponts routiers ».

² Galvanisé ou métallisé.

L'acier conforme à la norme ASTM A588, grade B peut être accepté comme équivalent à l'acier CAN/CSA-G40.21, nuance 350AT, si des essais démontrent que cet acier possède les propriétés de résilience requises conformément 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 mètres.

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 mètres.

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 A-325 doivent être spécifiés. Des boulons, écrous et rondelles de type I 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 $\phi 3/4$ "). 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 $3/4$ po dans un trou de 21 mm (13/16 po) de diamètre;
- un boulon de $7/8$ po dans un trou de 24 mm (15/16 po) de diamètre;
- un boulon de 1 po dans un trou de 27 mm ($1^{1/16}$ po) de diamètre.

Tous les assemblages antiglissements doivent être conçus conformément à l'article 10.18.2.3.2 de la norme CAN/CSA-S6 en considérant que les boulons sont serrés par la méthode de rotation de l'écrou. Les surfaces de contact des pièces boulonnées doivent être de catégorie A pour des surfaces d'acier non recouvertes, incluant les pièces métalliques 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 antiglissements.

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 de la norme CAN/CSA-S6. Les assemblages avec des trous surdimensionnés doivent être conçus comme des assemblages antiglissements et le calcul de la résistance au glissement aux états limites d'utilisation doit être de $0.75V_s$, selon la valeur de V_s définie à l'article 10.18.2.3.2 de la même norme.

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. 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 norme CAN/CSA-S6.

Des goujons reliant la dalle du tablier aux diaphragmes (figure 10.6-1) ou aux contreventements en K (figure 10.6-2) 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 profilés soudés (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 mètres.

La cambrure doit compenser le fléchissement dû à la charge permanente.

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 choisir de mettre un gousset (surépaisseur de béton) vis-à-vis les 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, en modifiant l'épaisseur du gousset au moment de l'ajustement des coffrages de la dalle, dans le cas d'une cambrure résiduelle à la suite de l'application des charges permanentes totales.

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 positive et négative.

10.4 CONCEPTION

Cette section fournit des informations complémentaires au chapitre 10 de la norme CAN/CSA-S6. Les symboles sont définis au chapitre 10 de cette norme, 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 des ponts non étayés au cours de la mise en place du béton de la dalle.

- 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 élastique 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 flexion et de la flèche due au retrait du béton de la dalle. L'effet de glissement doit être considéré à l'exception du calcul des contraintes sous l'effet du gradient thermique et du retrait.
- Les propriétés de la section homogénéisée doivent se calculer avec un coefficient d'équivalence $3n$ pour l'analyse des charges permanentes surimposées, en considérant l'effet de glissement.
- 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).
- L'équation d'interaction de l'article 10.10.5.2 de la norme CAN/CSA-S6 ne s'applique pas dans le cas d'une section mixte. Cependant, il faut limiter le rapport V_f/V_r à une valeur maximale de 0,6.
- 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 goujons.
- Les contraintes dues au gradient thermique et au retrait doivent également être ajoutées aux équations des articles 10.11.4 et 10.11.6.3.1.2 de la norme CAN/CSA-S6.

- Le calcul de la résistance flexionnelle d'une section mixte aux ÉLUL doit se faire selon une répartition linéaire des contraintes correspondant à l'apparition de la limite élastique dans la section en acier et une plastification de la dalle de béton pour les cas suivants :
 - si le calcul considère une nuance d'acier inférieure à celle utilisée pour la fabrication des poutres principales;
 - si la profondeur de la partie comprimée de l'âme, d'une section d'acier de classe 3 ou d'une poutre à âme pleine raidie, calculée selon une distribution de contraintes entièrement plastiques est supérieure à $850w/\sqrt{F_y}$.

10.4.2 Autres exigences

En ce qui concerne les exigences de résilience, les essais de résilience Charpy doivent être faits conformément au tableau 10.12 pour les membrures à résistance critique à la rupture, au tableau 10.13 pour les membrures principales tendues et au tableau 10.14 pour le métal d'apport de la norme CAN/CSA-S6. La température minimale de service T_s doit correspondre à la température minimale moyenne quotidienne indiquée à la figure A3.1.2 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 qui doivent être plus basses 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 doit également être indiquée 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 calculés comme des éléments principaux structuraux (article 10.13.5 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.

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. La distance requise entre l'extrémité de la soudure du raidisseur sur l'âme et le bord de la soudure d'angle de l'âme à la semelle en traction ne doit pas être inférieure à $4w$, ni supérieure à $6w$. 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 mètres.

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.

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, tel qu'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 rencontrant les exigences suivantes, 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 ».

- Travée inférieure à 45 m
- Biais maximal de 20°
- Espacement maximal des poutres : 3000 mm
- Épaisseur de la dalle de béton : 200 mm
- Dévers à partir du centre de la superstructure : 2 %
- Pente longitudinale maximale : 3 %
- Charge due au séisme : 80 % de la charge permanente

Tableau 10.5-1 Diaphragme ou contreventement en K aux appuis

Hauteur totale de la poutre (h)	Espacement des poutres (S)			
	S ≤ 2700		2700 < S ≤ 3000	
	Contreventement « K »	Diaphragme	Contreventement « K »	Diaphragme
h ≤ 1800		X		X
1800 < h ≤ 2100	X			X
h > 2100	X		X	

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 rencontrant les exigences suivantes :

- Travée inférieure à 45 m
- Épaisseur de la dalle de béton : 200 mm
- Espacement maximal des poutres : 3000 mm
- Charge due au séisme : 80 % de la charge permanente

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.

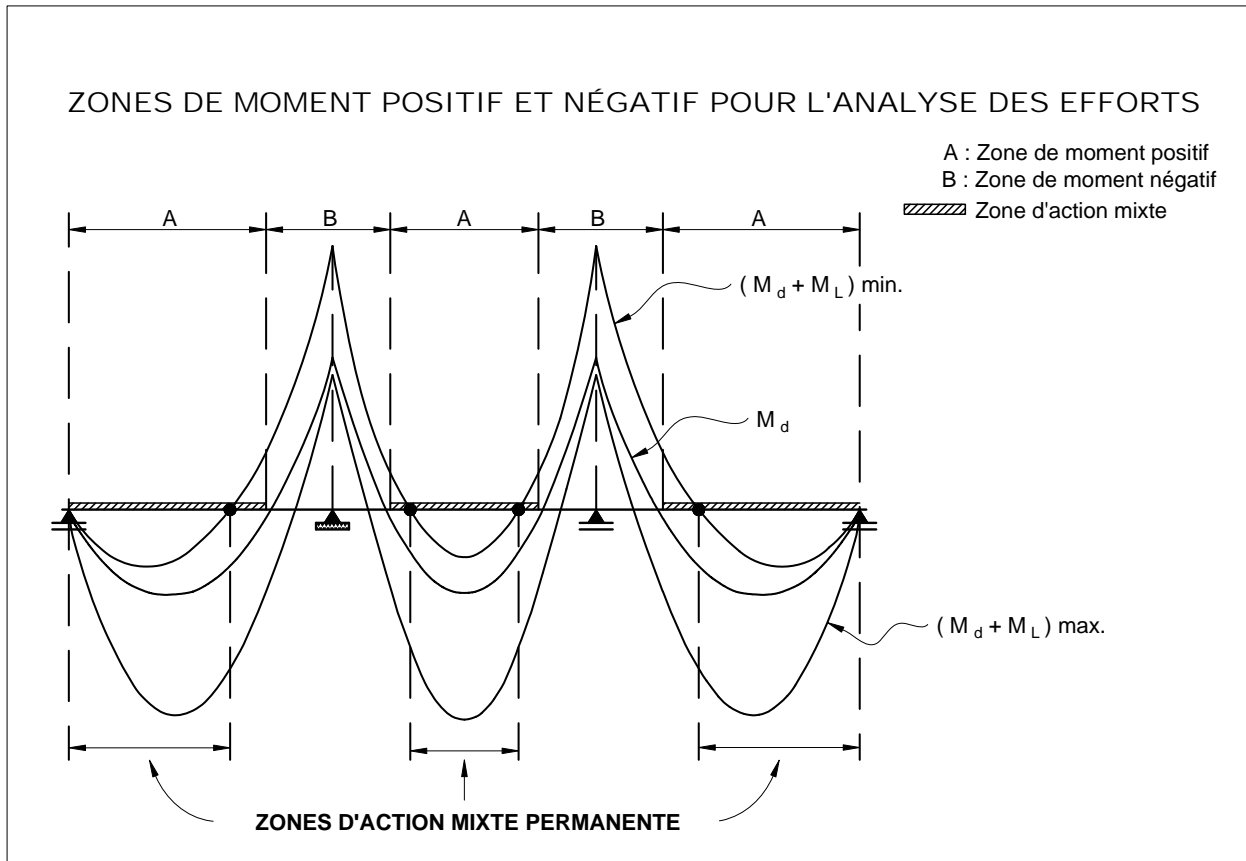


Figure 10.4-1 Zones de moment positif et de moment négatif

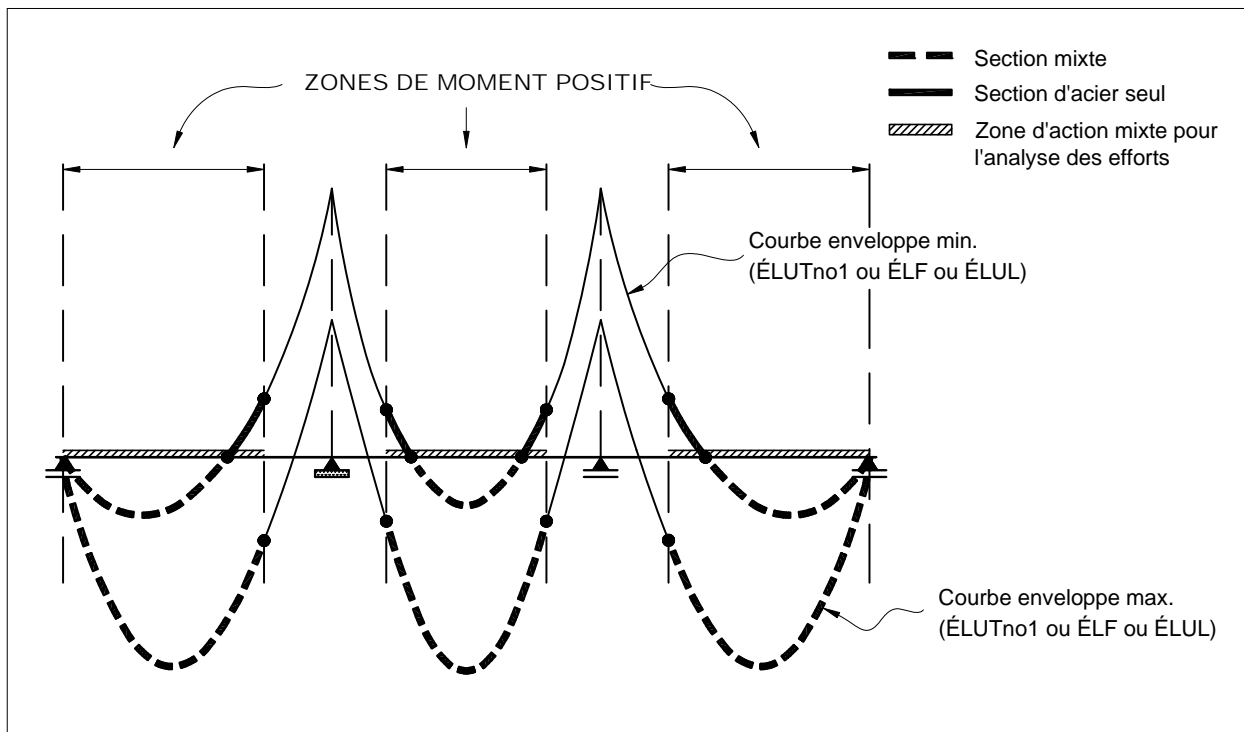


Figure 10.4-2 Choix des sections dans les zones de moment positif

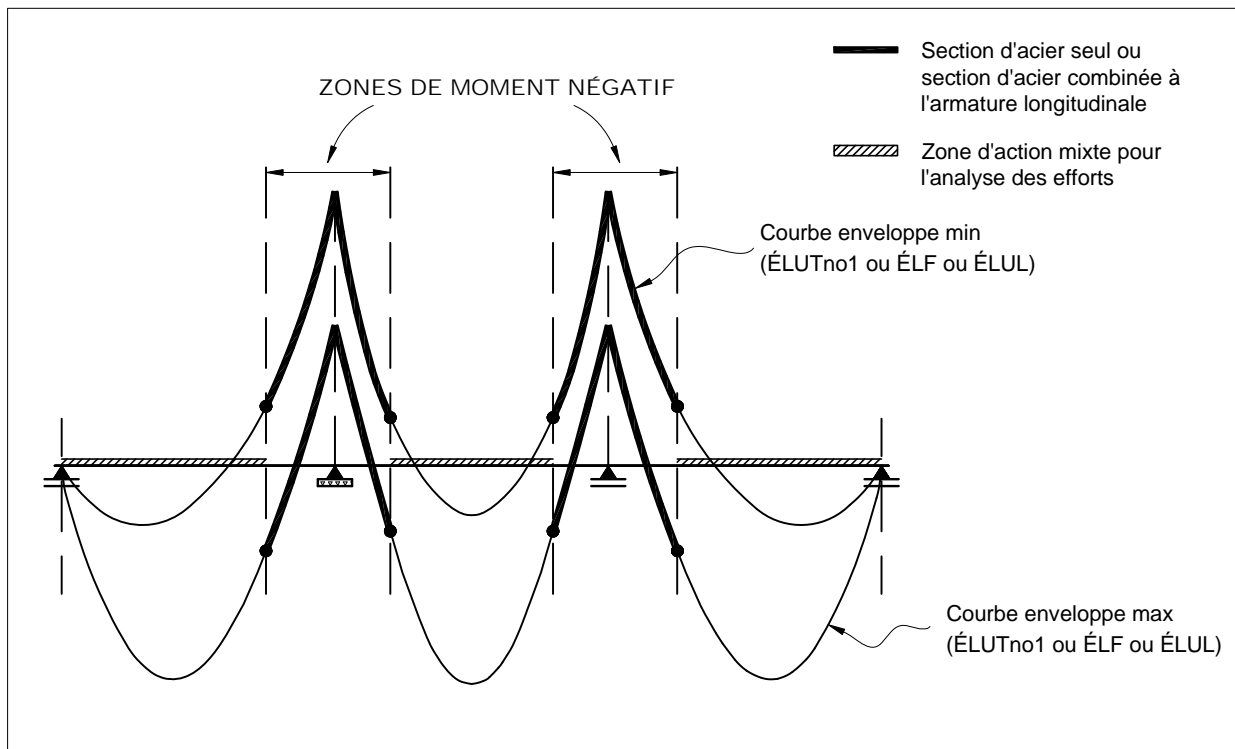


Figure 10.4-3 Choix des sections dans les zones de moment négatif

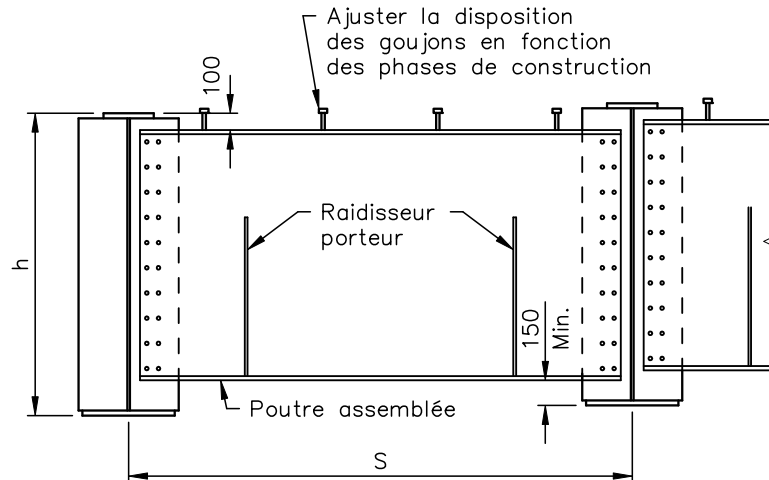


Figure 10.5-1 Diaphragme aux appuis

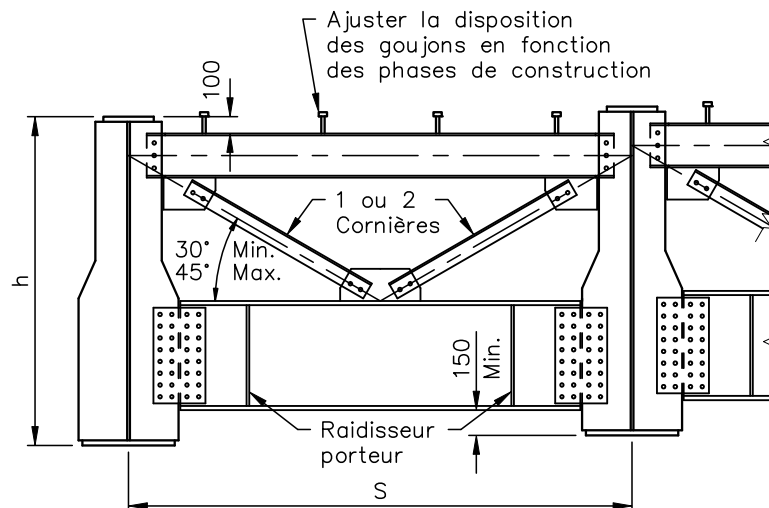


Figure 10.5-2 Contreventement en K aux appuis

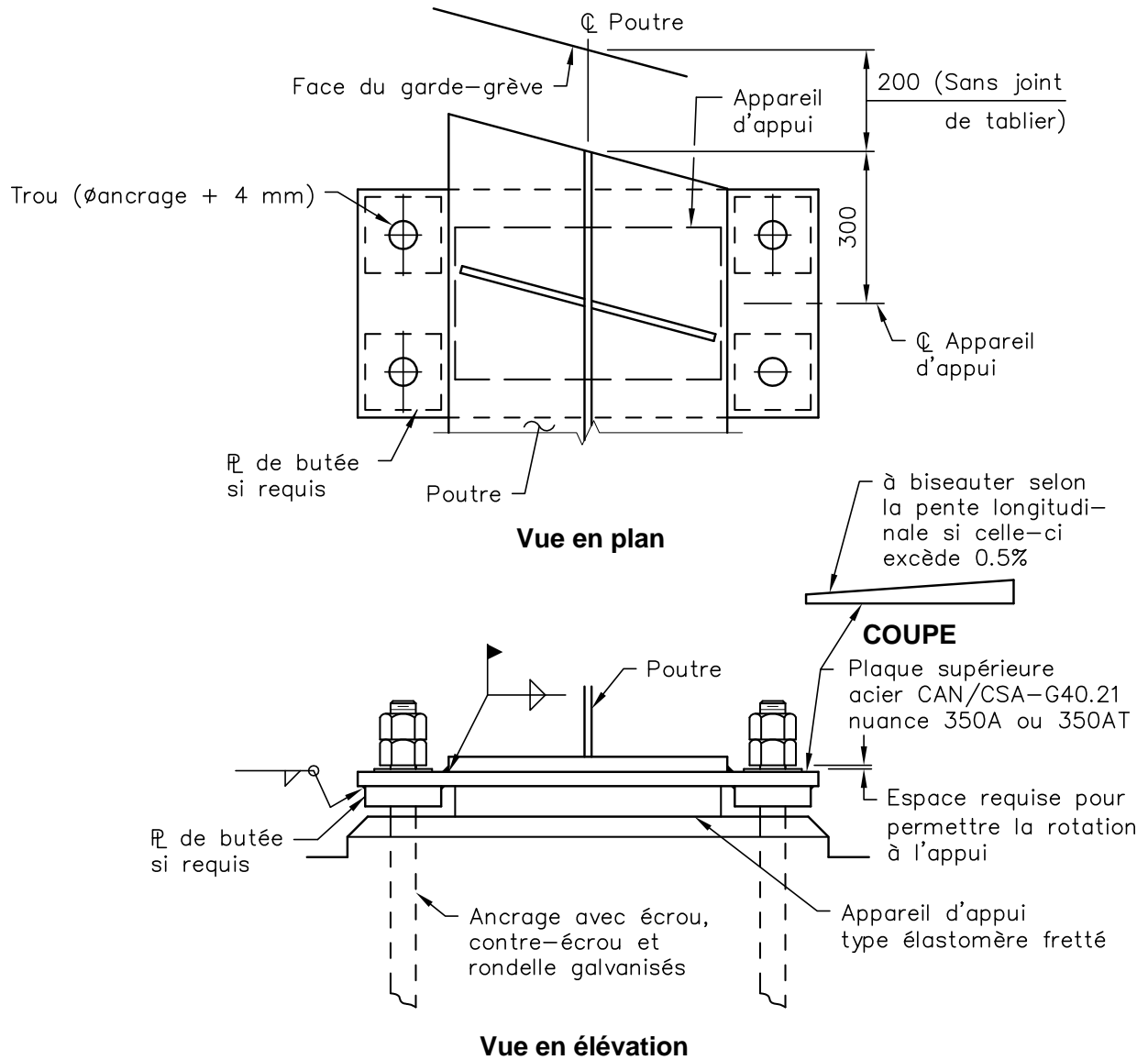


Figure 10.6-1 Système de retenue à 4 ancrages (appui fixe) avec appareil d'appui en élastomère fretté

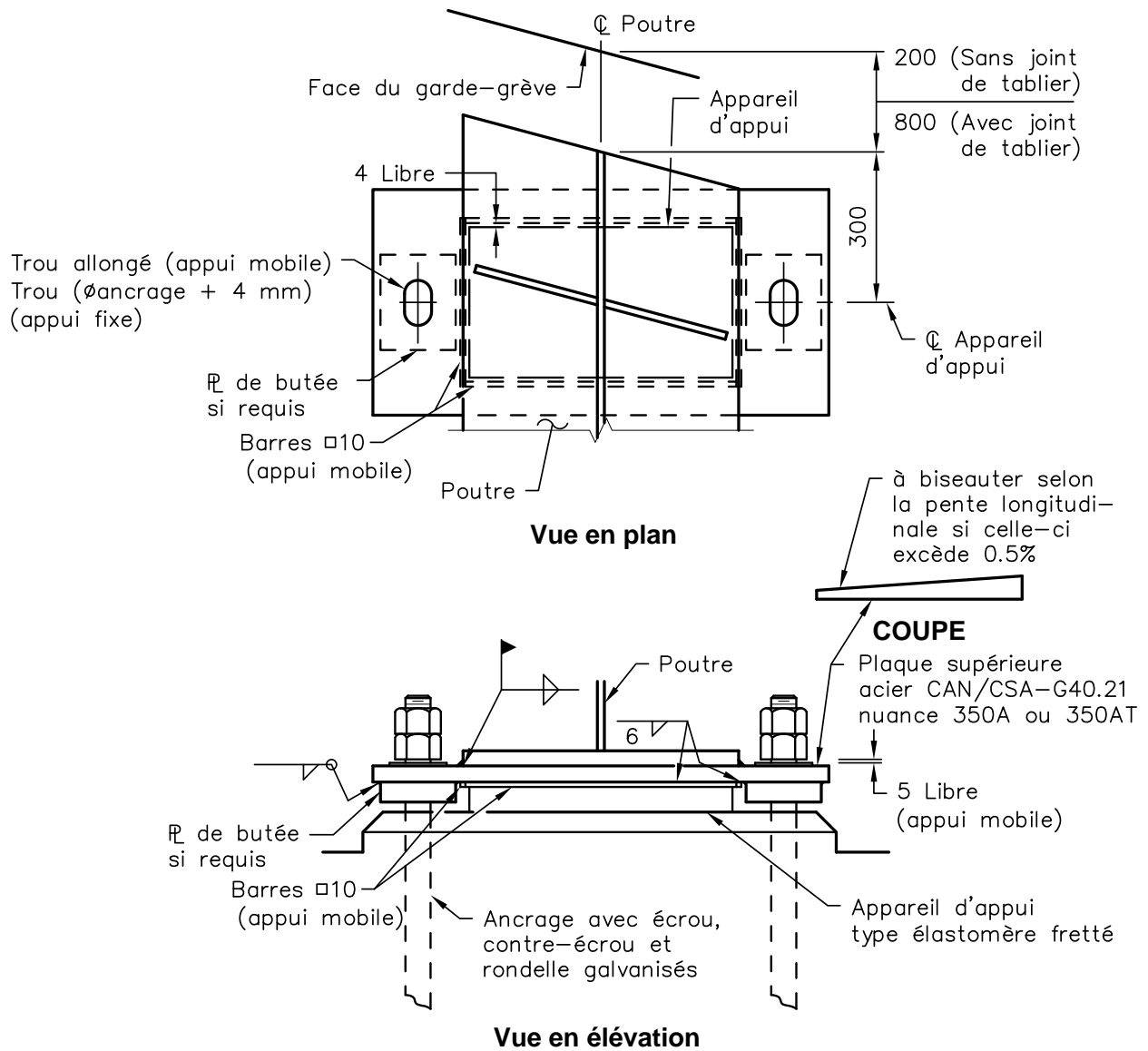


Figure 10.6-2 Système de retenue à 2 ancrages (appui mobile ou fixe) avec appareil d'appui en élastomère fretté

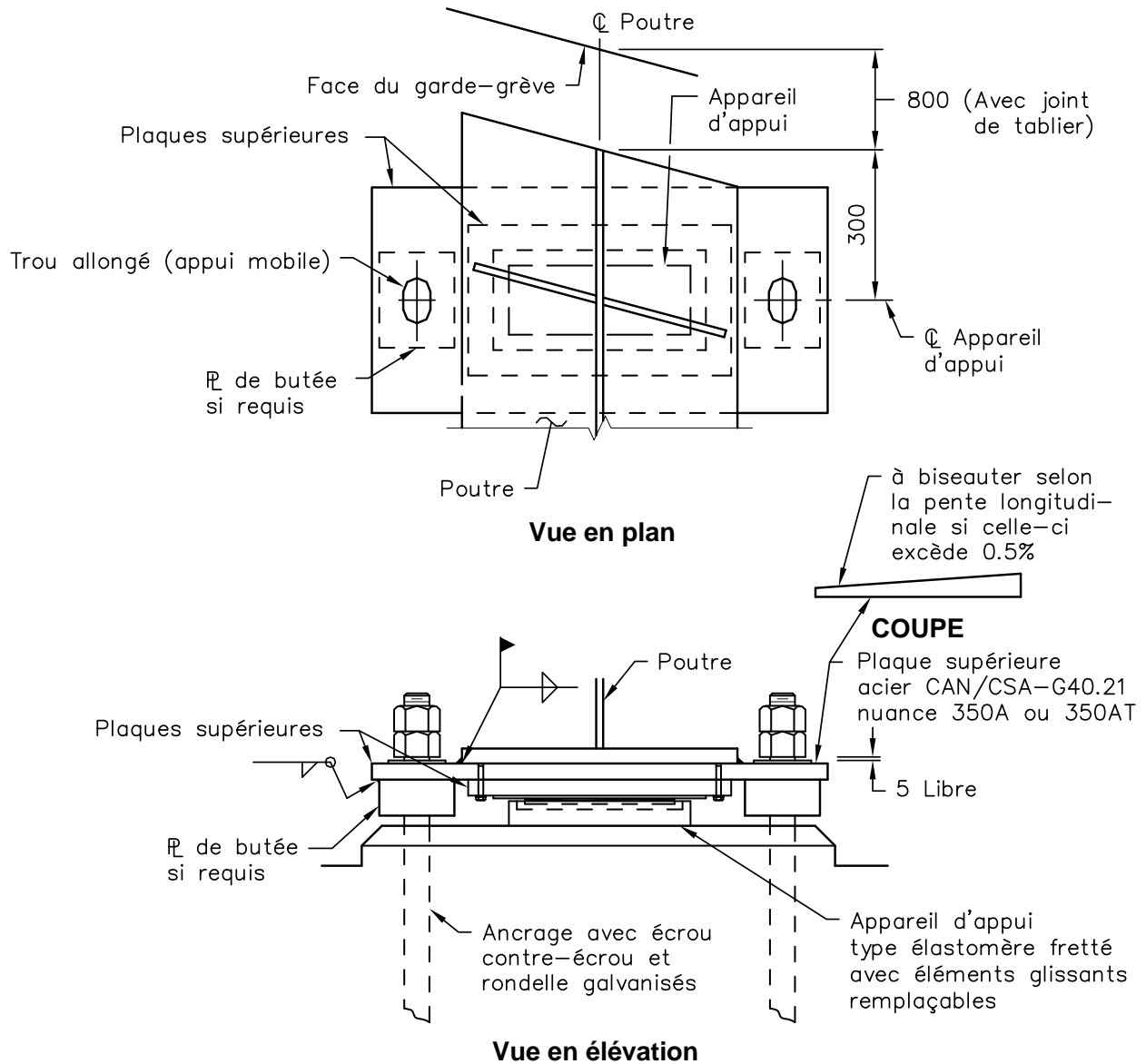


Figure 10.6-3 Système de retenue à 2 ancrages (appui mobile) avec appareil d'appui en élastomère fretté avec éléments glissants remplaçables

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	11-4
11.1.8	Fluage	11-4
11.1.9	Exemples	11-4
11.2	APPAREILS D'APPUI	11-12
11.2.1	Généralités	11-12
11.2.2	Appareils d'appui en élastomère fretté	11-14
11.2.3	Appareils d'appui en élastomère fretté avec éléments glissants	11-15
11.2.4	Appareils d'appui à élastomère confiné	11-17
11.2.5	Appareils d'appui avec articulation sphérique	11-19
11.2.6	Assises des appareils d'appui	11-19
11.3	JOINTS DE TABLIER	11-27
11.3.1	Généralités	11-27
11.3.3	Joint longitudinal	11-41
11.3.4	Caractéristiques générales des joints de tablier	11-41
11.3.5	Calcul d'un joint à garniture en élastomère	11-42

Le texte des normes suivantes contient des exigences particulières ou 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, habituellement 15 °C
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, $E_c = (3\,000 \sqrt{f_c} + 6\,900) (\delta_c/2300)^{1,5}$
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 :

$$\text{De } -25 \text{ °C à } +30 \text{ °C pour le béton} \quad (V_{te+} = 15 \text{ et } V_{te-} = 40)$$

$$\text{De } -30 \text{ °C à } +40 \text{ °C pour l'acier} \quad (V_{te+} = 25 \text{ et } V_{te-} = 45)$$

$$A_{te} = \alpha L V_{te+}$$

$$R_{te} = \alpha L V_{te-}$$

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.

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 à l'ÉLUT n° 1

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 limité à 10 mm à l'ÉLUT n° 1; 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

$$D_r = \theta y_s \text{ (pour le calcul du joint de tablier)}$$

$$\theta y_i \text{ (pour le calcul de l'appareil d'appui)}$$

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 . En ce qui concerne les appareils d'appui en élastomère fretté, une solution alternative serait de prévoir le levage du tablier à la suite du bétonnage de la dalle et avant la mise en service de celle-ci, ce qui permettrait aux appareils d'appui de reprendre leur forme originale.

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

$$D_p = \frac{PL}{AE_c}$$

où :

P : Force totale de précontrainte au transfert, en N

A : Aire de la poutre et de la dalle, en mm²

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.

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 x 10⁶ mm⁴, 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

$$A_{te} = \alpha L V_{te+}$$

$$= 10 \times 10^{-6} \times (34 + 17) \times 1\,000 \times 15$$

$$A_{te} = 7,65 \text{ mm aux culées}$$

$$A_{te} = 2,55 \text{ mm aux piles}$$

$$R_{te} = \alpha L V_{te-}$$

$$= 10 \times 10^{-6} \times (34 + 17) \times 1\,000 \times 40$$

$$R_{te} = 20,4 \text{ mm aux culées}$$

$$R_{te} = 6,8 \text{ mm aux piles}$$

- 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 de la norme CAN/CSA-S6.

$$G = 180 \text{ kN} + 0,1 \times 9 \text{ kN/m} \times L < 700 \text{ kN}$$

$$= 180 \text{ kN} + 0,1 \times 9 \text{ kN/m} \times 102 \text{ m} = 272 \text{ kN} < 700 \text{ kN}$$

$$D_f = \frac{G \alpha_L h^3}{3 E_c I}$$

$$D_f (\text{par pile}) = \frac{1}{2} \times \frac{272\,000 \times 0,9 \times 10\,000^3}{3 \times 32\,000 \times 528\,000 \times 10^6} = 2,41 \text{ mm}$$

- 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

$$D_s = \epsilon L \\ = 0,0002 \times (34 + 17) \times 1\,000$$

$$D_s = 10,2 \text{ mm aux culées}$$

$$D_s = 3,3 \text{ mm aux piles}$$

- Précontrainte

$$D_p = \frac{P L}{A E_c}$$

$$\begin{aligned} \text{où } P &= 38 \text{ torons de } 140 \text{ mm}^2 \\ &= 38 \times 140 \times (1\,860 \text{ MPa} \times 74 \%) \\ P &= 7\,322\,448 \text{ N} \\ A &= \text{aire poutre NEBT 1600} + \text{aire de la dalle} \\ &= 589\,000 + 420\,000 = 1\,009\,000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$D_p = \frac{7\,322\,448 \times (34 + 17) \times 1\,000}{1\,009\,000 \times 32\,000}$$

$$D_p = 11,6 \text{ mm aux culées}$$

$$D_p = 3,9 \text{ mm aux piles}$$

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

$$A = A_{te} + D_f \\ = 7,65 + 2,41 = 10,06 \text{ mm (joint)}$$

$$A = A_{te} + D_f + D_r \\ = 7,65 + 2,41 + 6 = 16,06 \text{ mm (appareil d'appui)}$$

$$R = R_{te} + D_f + D_r + D_s + D_c \\ = 20,4 + 2,41 + 3,0 + 10,2 + 18,6 = 54,61 \text{ mm (joint)} \\ = 20,4 + 2,41 + 0,0 + 10,2 + 18,6 = 51,61 \text{ mm (appareil d'appui)}$$

$$\delta = A + R \\ = 10,06 + 54,61 = 64,67 \text{ mm (joint)} \\ = 16,06 + 51,61 = 67,67 \text{ mm (appareil d'appui)}$$

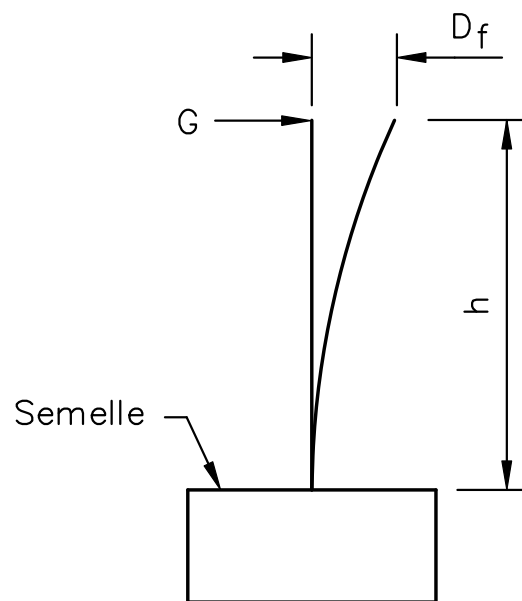


Figure 11.1-1 Déplacement du point d'appui fixe

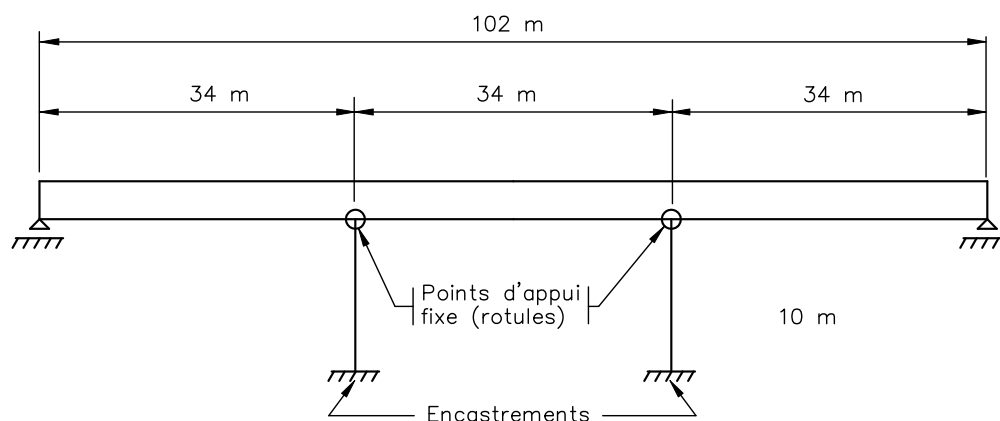


Figure 11.1-2 Exemple 1

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 de la norme CAN/CSA-S6.

$$\begin{aligned} G &: 180 \text{ kN} + 0,1 \times 9 \text{ kN/m} \times L < 700 \text{ kN} \\ G &: 180 \text{ kN} + 0,1 \times 9 \text{ kN/m} \times 80 \text{ m} = 252 \text{ kN} < 700 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$D_f = \frac{G\alpha_L h^3}{3 E_c I}$$

$$D_f (\text{par pile}) = \frac{252\,000 \times 0,9 \times 6\,000^3}{3 \times 32\,000 \times 143\,000 \times 10^6} = 3,56 \text{ mm}$$

- Rotation

$$\theta = \frac{1}{200} ; \text{à l'ÉLUT n}^\circ 1$$

$$y_s = 1\,500 \text{ mm} - 860 \text{ mm} = 640 \text{ mm}$$

$$y_i = 860 \text{ mm}$$

$$D_r = \theta y_s$$

$$D_r = \frac{640 \text{ mm}}{200} = 3,2 \text{ mm (pour le joint)}$$

$$D_r = \frac{860 \text{ mm}}{200} = 4,3 \text{ mm (pour l'appareil d'appui)}$$

- 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

$$P = 6 \times 19 \times 140 \text{ mm}^2 \times 1860 \text{ MPa} \times 70 \% = 20\,779\,920 \text{ N (6-19T15)}$$

$$D_p = \frac{P L}{A E_c}$$
$$= \frac{20\,779\,920 \times 40\,000}{3\,600\,000 \times 32\,000} = 7,2 \text{ mm}$$

- 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

$$A = A_{te} + D_f$$
$$= 6,0 + 3,56 = 9,56 \text{ mm}$$

$$R = R_{te} + D_f + D_r + D_s + D_c$$
$$= 16 + 3,56 + 3,2 + 8 + 11,5 = 42,26 \text{ mm}$$

$$\delta = A + R$$
$$= 9,56 + 42,26 = 51,82 \text{ mm}$$

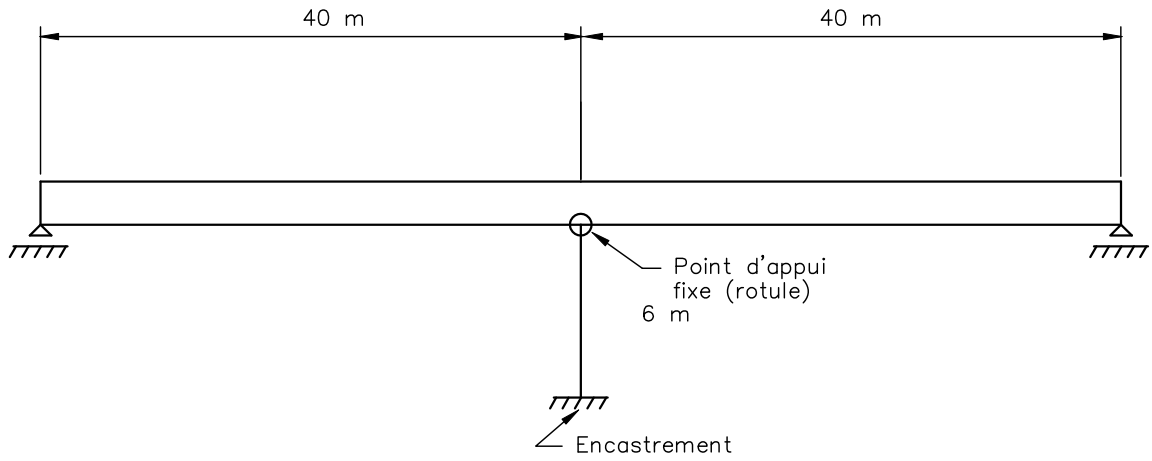


Figure 11.1-3 Exemple 2

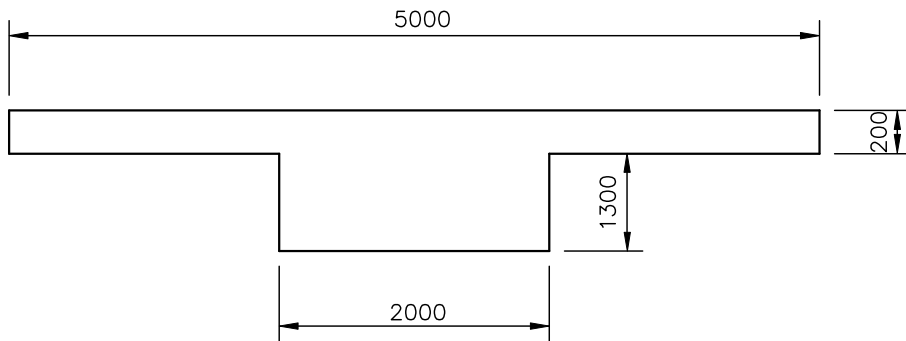


Figure 11.1-4 Coupe transversale du tablier

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, 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 de la norme CAN/CSA-S6 à l'ÉLUT, le coefficient de pondération doit être égal à 1.

- 2) Les mouvements maximaux suivants, calculés selon la section 11.1 :
 - rotations;
 - translations.

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 butée 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 des ponts dont la catégorie d'importance sismique correspond à « ponts de secours » ou « ponts d'urgence », les appareils d'appuis doivent être conçus de manière à s'ajuster au mouvement de l'analyse parasismique et ne doivent subir aucun dommage irréparable.

À l'exception des appareils d'appui en élastomère fretté, les poutres d'acier doivent posséder trois raidisseurs d'appui de chaque côté de l'âme. Les raidisseurs doivent être ajustés pour porter sur la semelle inférieure et être 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.

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 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 biseauté selon la pente n'est prévue vis-à-vis l'appui des poutres.
- la rotation totale minimale (sous les charges permanentes si requis, la surcharge routière, les tolérances de fabrication et d'installation ainsi que de la pente longitudinale du tablier si requis) à considérer à l'ÉLUT pour les appareils en élastomère fretté avec ou sans éléments glissants est de 0,015 radian.

Les poutres principales en acier sont généralement fixées par soudure au chantier, sur la plaque supérieure des appareils d'appui, tel que montré aux figures 10.7-1 et 10.7-2 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.

La nuance de l'acier de la plaque supérieure soudée au chantier à la poutre principale en acier doit être 350 A ou 350AT.

Lorsque les boulons d'ancrage sont utilisés comme système de butée empêchant le mouvement, les exigences suivantes doivent être rencontrées :

- À l'appui mobile, les trous ovalisés de la plaque supérieure de l'appui doivent permettre le mouvement de translation longitudinal, incluant celui dû à la charge sismique pour les ponts de plus d'une travée. La dimension des trous ovalisés doit également permettre un ajustement de l'appareil au chantier.
- Au moment de l'installation de l'appareil d'appui, les boulons d'ancrages doivent être centrés dans les trous ovalisés à une température ambiante comprise entre $-10\text{ }^{\circ}\text{C}$ et $20\text{ }^{\circ}\text{C}$.
- 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 est supérieure au diamètre des boulons.

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 d'acier inoxydable fixée sous la plaque d'acier supérieure 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'une translation longitudinale supérieure à 45 mm.

Ces appareils d'appui sont fabriqués en respectant les exigences apparaissant à la figure 11.2-2, des exigences des éléments glissants de la section 11.2.4 « Appareils d'appui à élastomère confiné » ainsi que celles des appareils d'appui en élastomère fretté de la section 11.2.2 à l'exception du cadre en acier fixé au bloc d'assise qui n'est pas requis pour ce type d'appareil.

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 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.

La nuance de l'acier de la plaque supérieure de l'appareil d'appui soudée au chantier à la poutre principale préfabriquée en acier ou en béton doit être de nuance 350 A ou 350AT.

Lorsque les boulons d'ancrage sont utilisés comme système de butée empêchant le mouvement transversal dans le cas des poutres préfabriquées en acier, les exigences suivantes doivent être rencontrées :

- La géométrie des plaques supérieures doit être ajustée en conséquence, voir la figure 10.7-3 du chapitre 10 de ce manuel.
- Les trous ovalisés des plaques supérieures de l'appui doivent permettre le mouvement de translation longitudinal, incluant celui dû à la charge sismique. La dimension des trous ovalisés doit également permettre un ajustement de l'appareil au chantier.
- Des plaques de butée doivent être ajoutées à l'une des plaques supérieures, 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.

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 d'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 pour 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 de la 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 cela est requis, la surcharge routière, les tolérances de fabrication et d'installation ainsi que de 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 au-dessous de la poutre ou de la dalle épaisse au moyen de soudure. 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'assises 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 de 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 soudée au chantier à la poutre principale préfabriquée en acier ou en béton doit être de nuance 350 A ou 350 AT.

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 d'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.

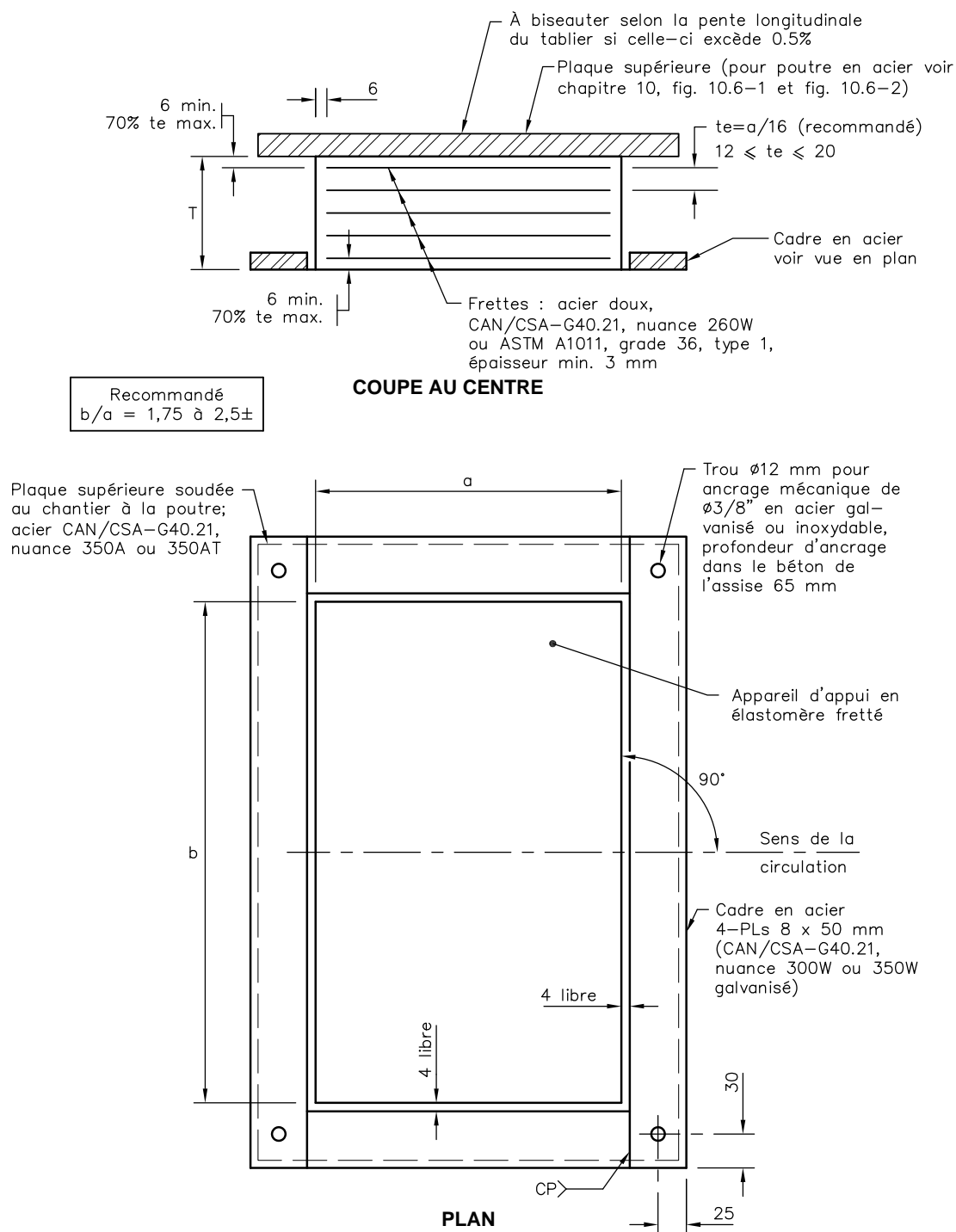
Un scellant empêche toute pénétration d'eau ou de poussière dans la partie concave de l'appareil servant à la rotation.

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'appareil d'appui est en fonction de la charge constante qui le sollicite et qui, par conséquent, doit être indiquée sur le plan.

11.2.6 Assises des appareils d'appui

Les rehaussements 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 rehaussements doivent être telles que les distances minimales entre le bord des appareils d'appui et celui des rehaussements 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

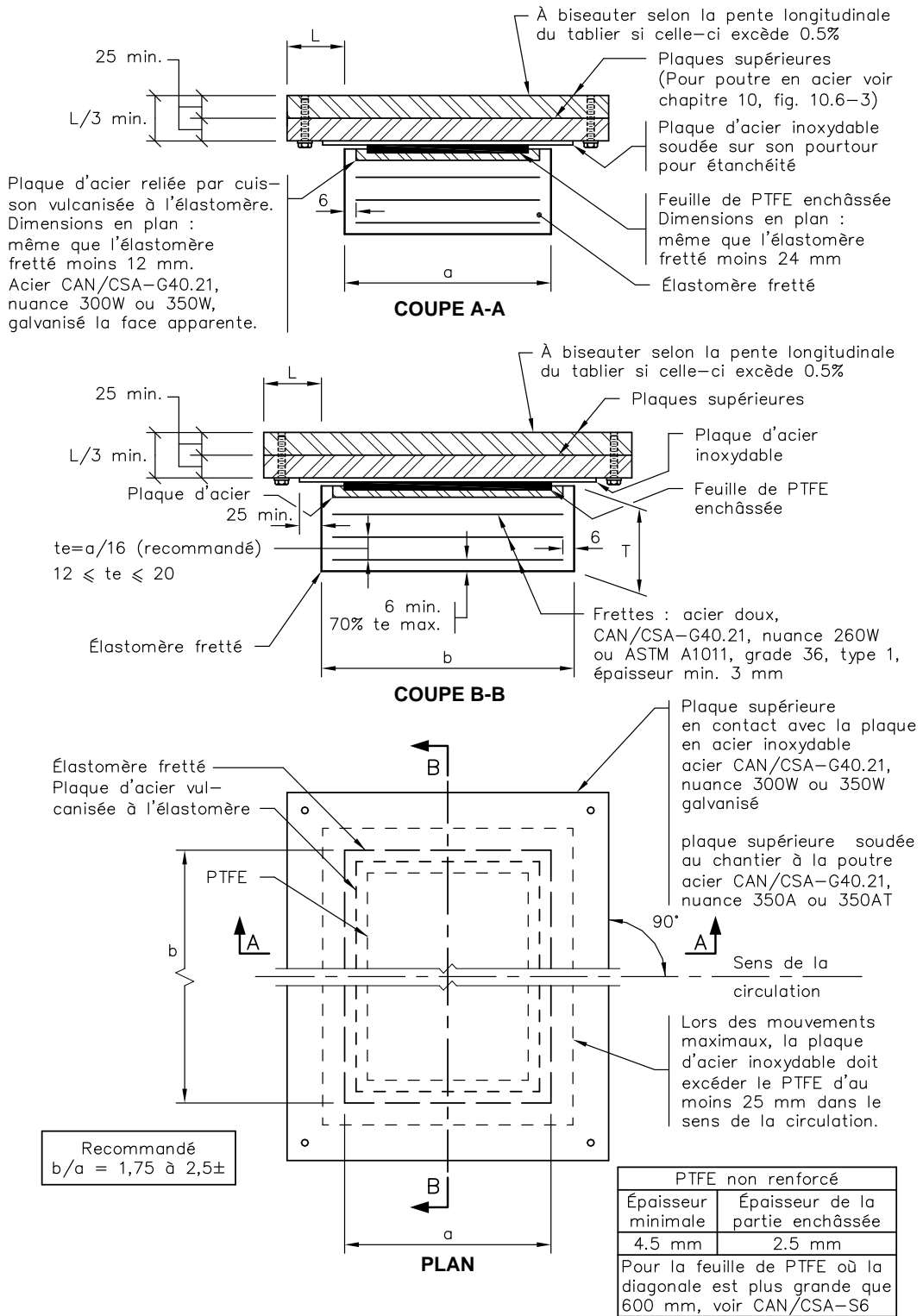


Figure 11.2-2 Appareil d'appui en élastomère fretté avec éléments glissants remplaçables

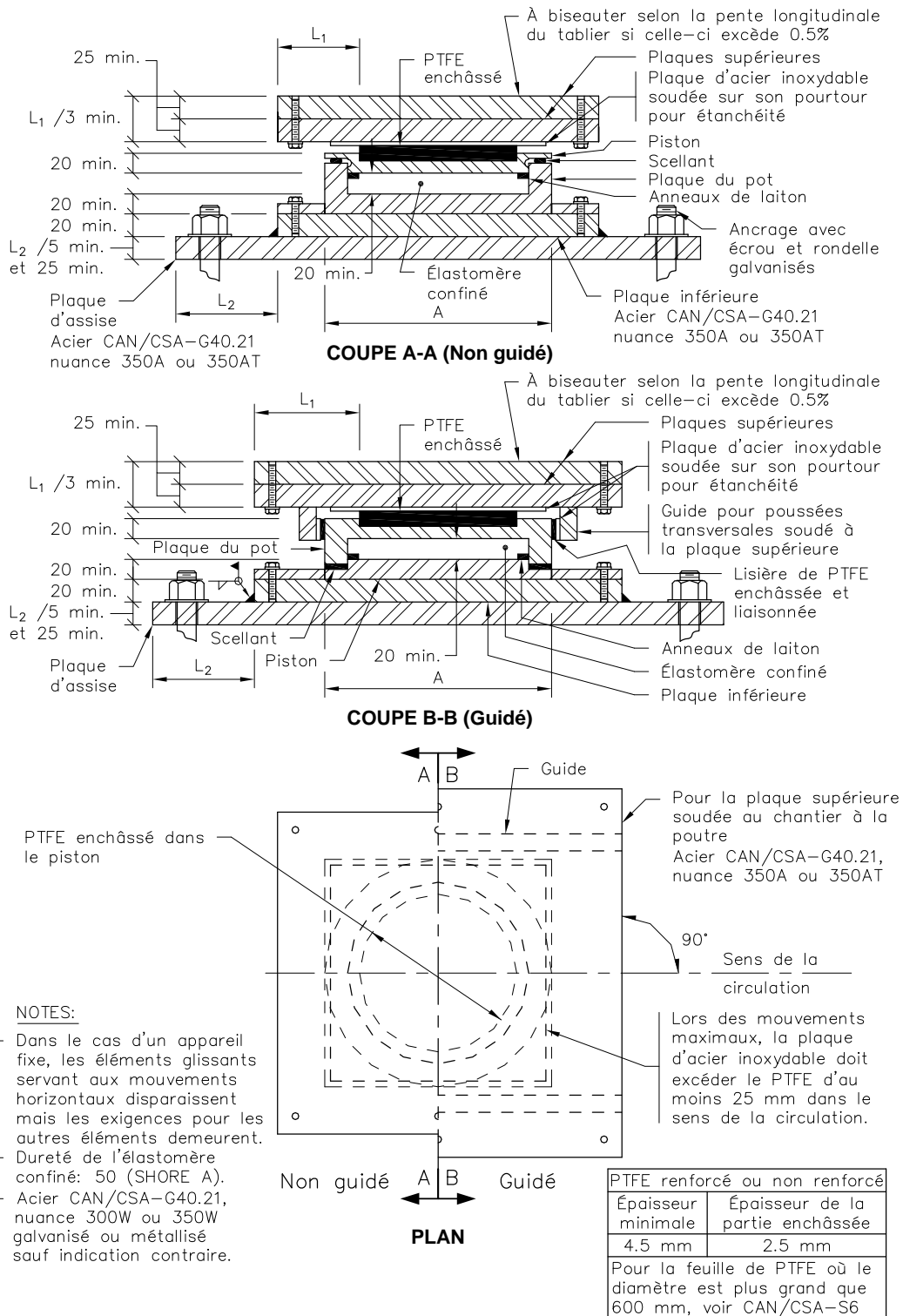


Figure 11.2-3 Appareil d'appui à élastomère confiné remplaçable

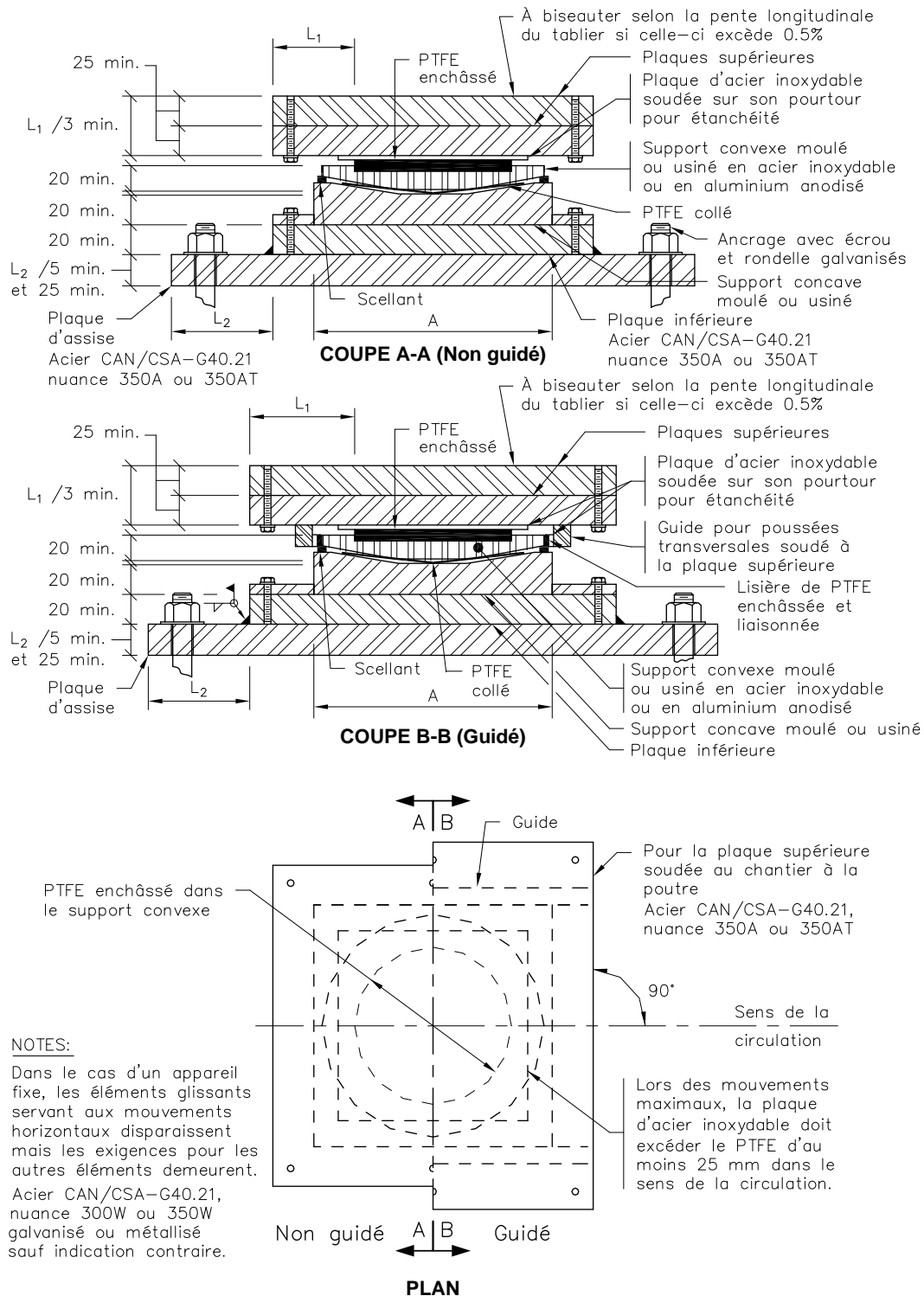


Figure 11.2-4 Appareil d'appui avec articulation sphérique remplaçable

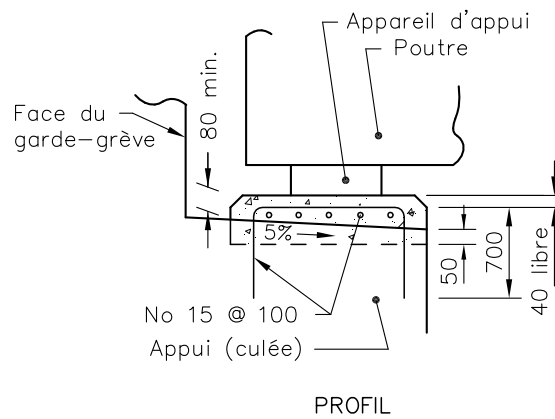
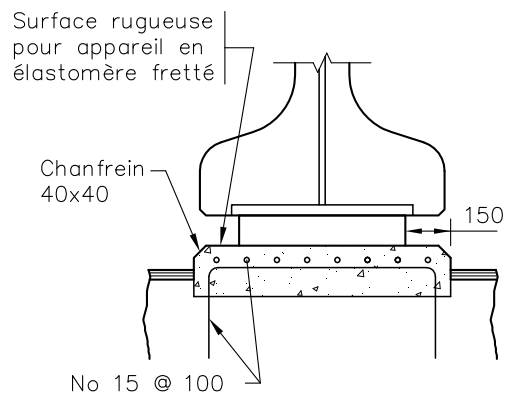
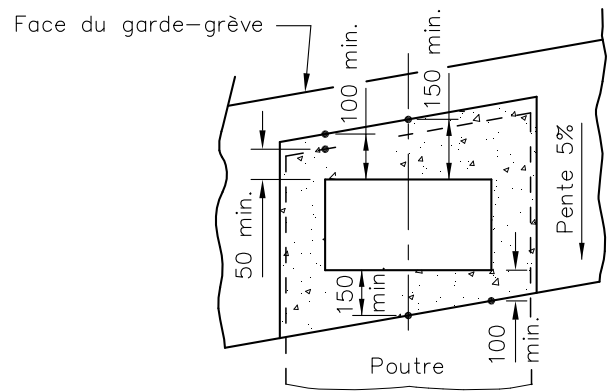


Figure 11.2-5 Bloc d'assise d'un appareil d'appui (Extrémité de la dalle sans joint de tablier)

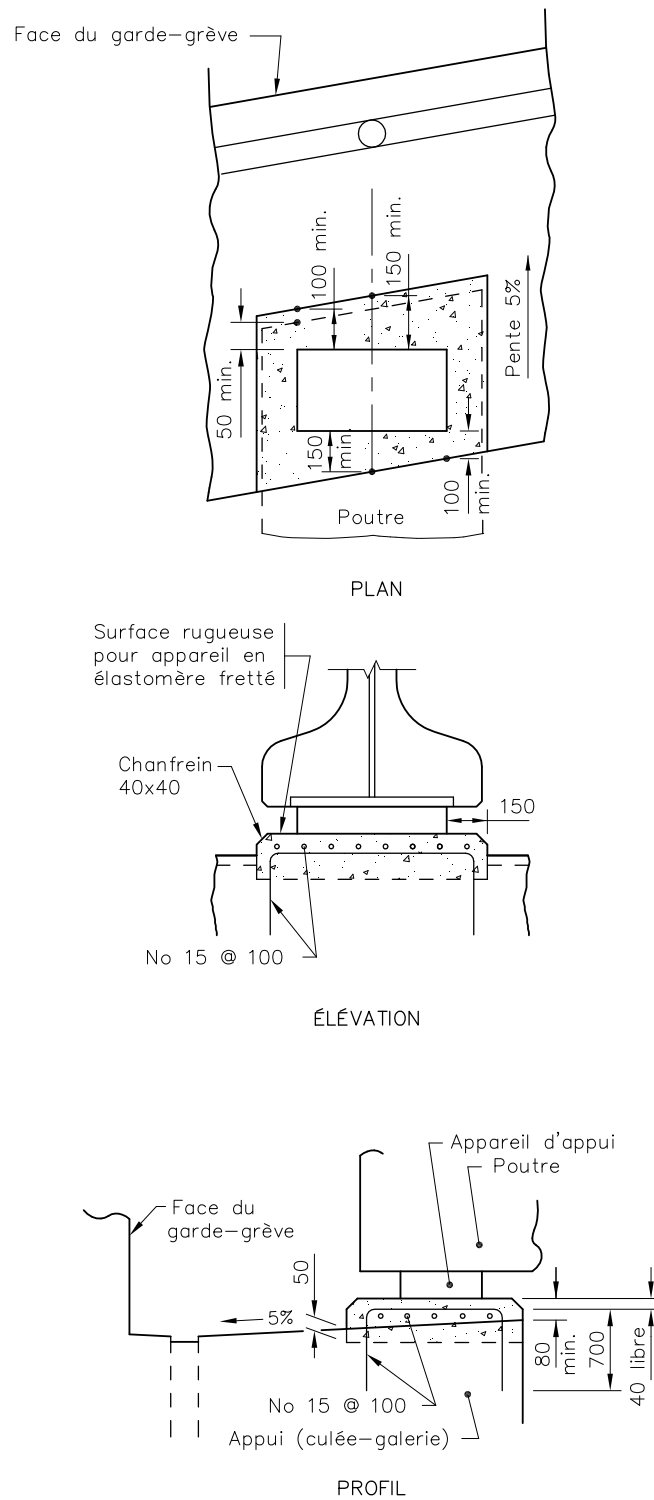


Figure 11.2-6 Bloc d'assise d'un appareil d'appui (Extrémité de la dalle avec joint de tablier)

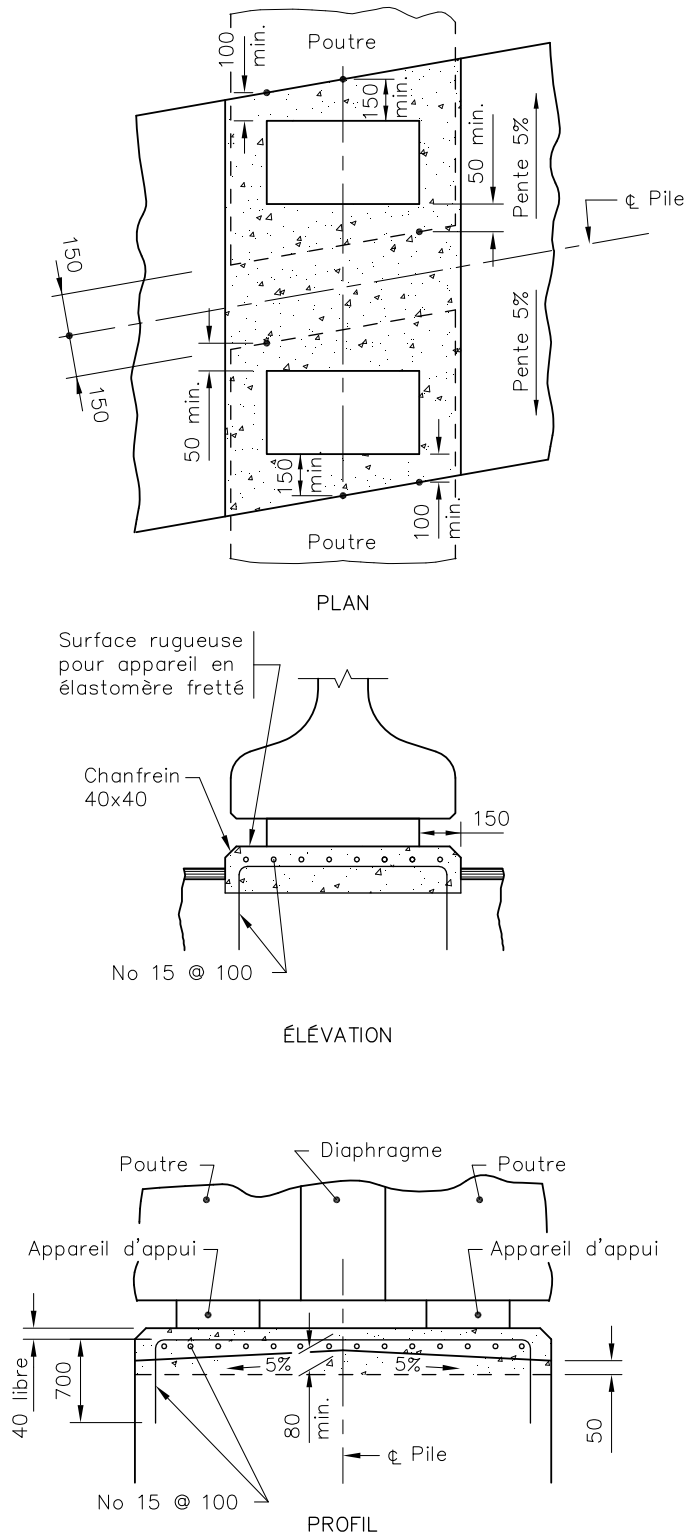


Figure 11.2-7 Bloc d'assise d'un appareil d'appui (à une pile)

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 perpendiculaire et parallèle 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 (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 aux figures 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. Dans le cas où le mouvement δ est supérieur à 100 mm, mais inférieur à 200 mm, il est préférable de prévoir 2 joints de tablier à une garniture à chacune des culées au lieu d'un seul joint à garnitures multiples à l'une des culées.

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.

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 moins de deux garnitures.

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 des ponts de plus d'une travée dont la catégorie d'importance sismique correspond à « ponts de secours », les joints de tablier doivent être conçus de manière à s'ajuster au mouvement de l'analyse parasismique et ne doivent subir aucun dommage irréparable.

Pour des ponts de plus d'une travée dont la catégorie d'importance sismique correspond à « ponts d'urgence », les joints de tablier ne doivent pas tenir compte des mouvements de l'analyse parasismique. En conséquence, le concepteur doit considérer dans son analyse structurale le nouveau cheminement des efforts sismiques occasionné par la butée des éléments structuraux du joint de tablier, à moins qu'un détail spécifique soit conçu à l'endroit du joint pour ne pas transmettre d'efforts à d'autres éléments structuraux du pont. Par exemple, une diminution de la résistance en cisaillement dans la partie supérieure du garde-grève d'une culée pourrait être un détail acceptable pour ne pas transférer les efforts à cette unité de fondation.

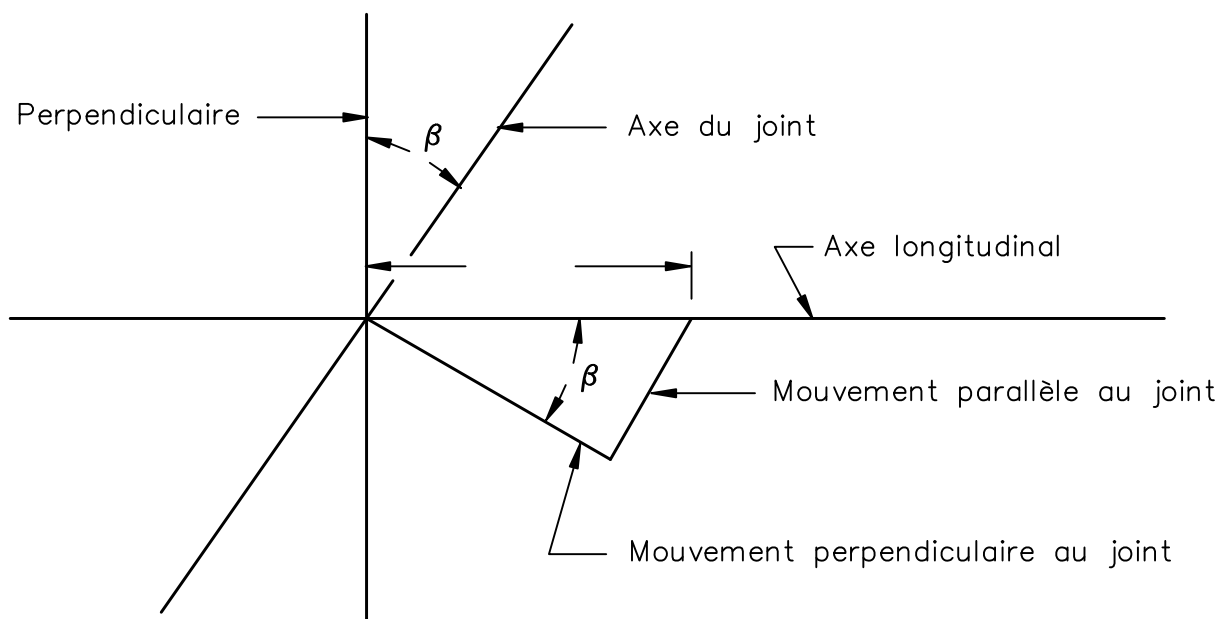
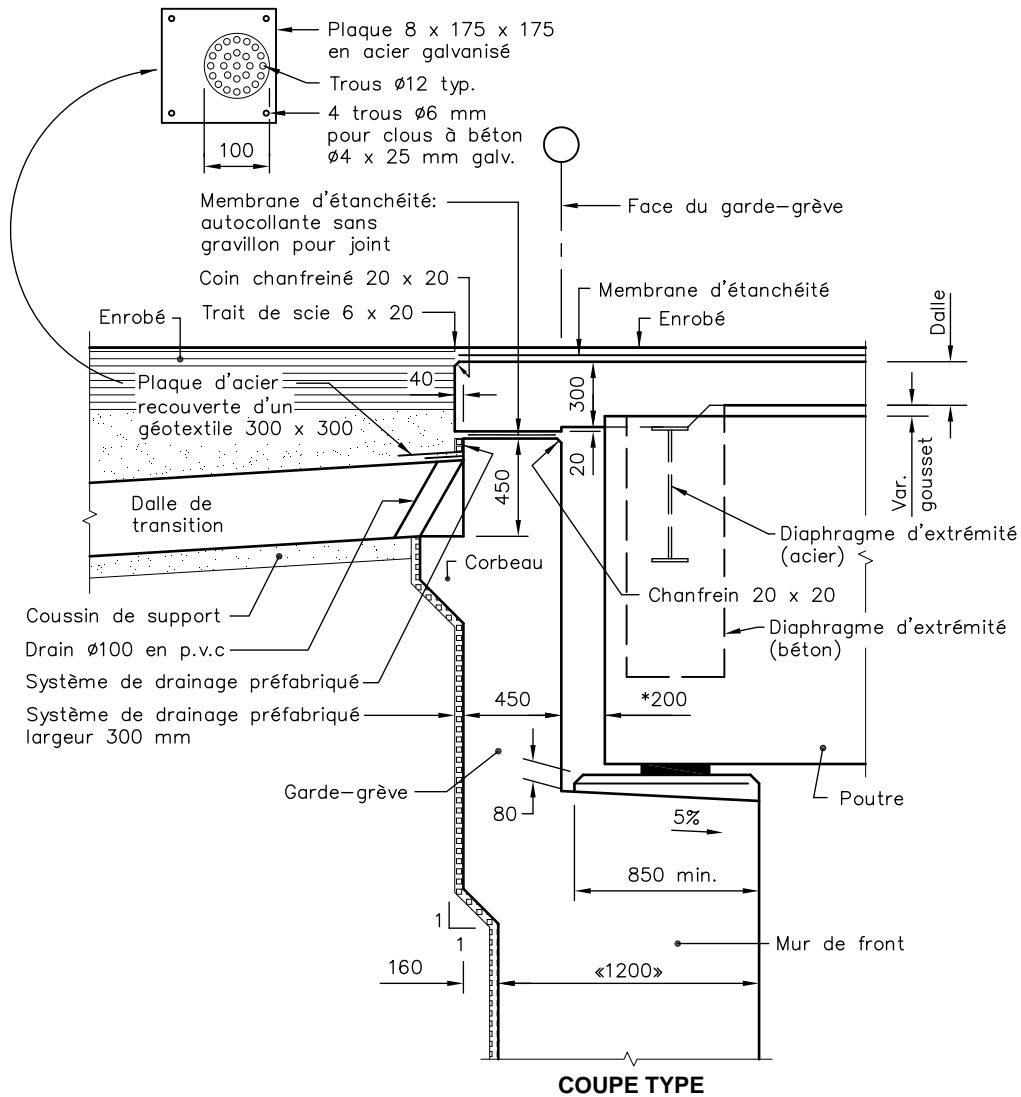
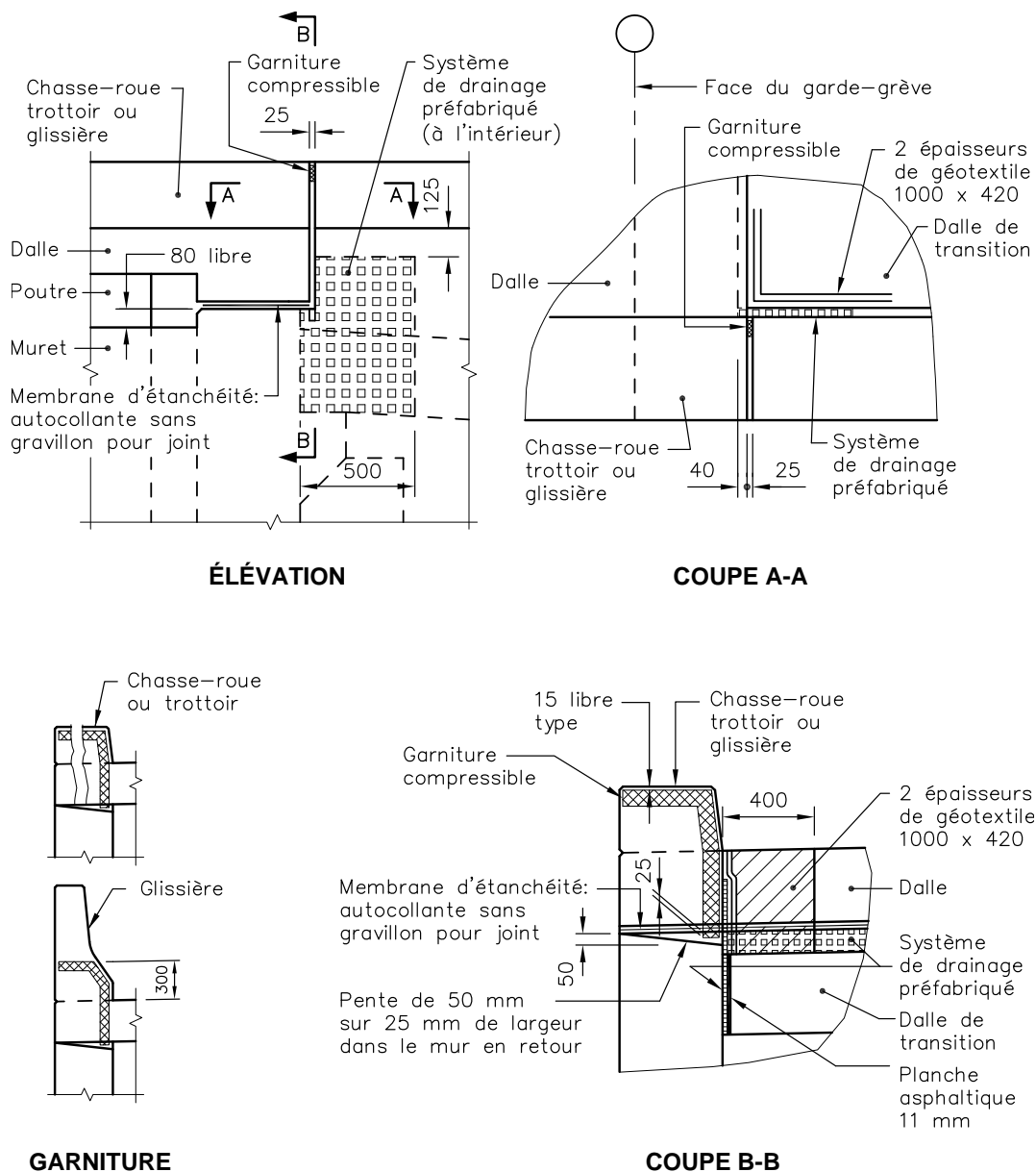


Figure 11.3-1 Composantes de la déformation d'un joint



- 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 rigide» 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 rigide» doit être fixé mécaniquement pour avoir un contact avec le béton en tout point.

– Garniture compressible "Delastic série K-2000" (avec lubrifiant "Delastibond low solid") distribuée par Z-Tech inc.

Figure 11.3-3 Joint dalle sur culée (détail extérieur)

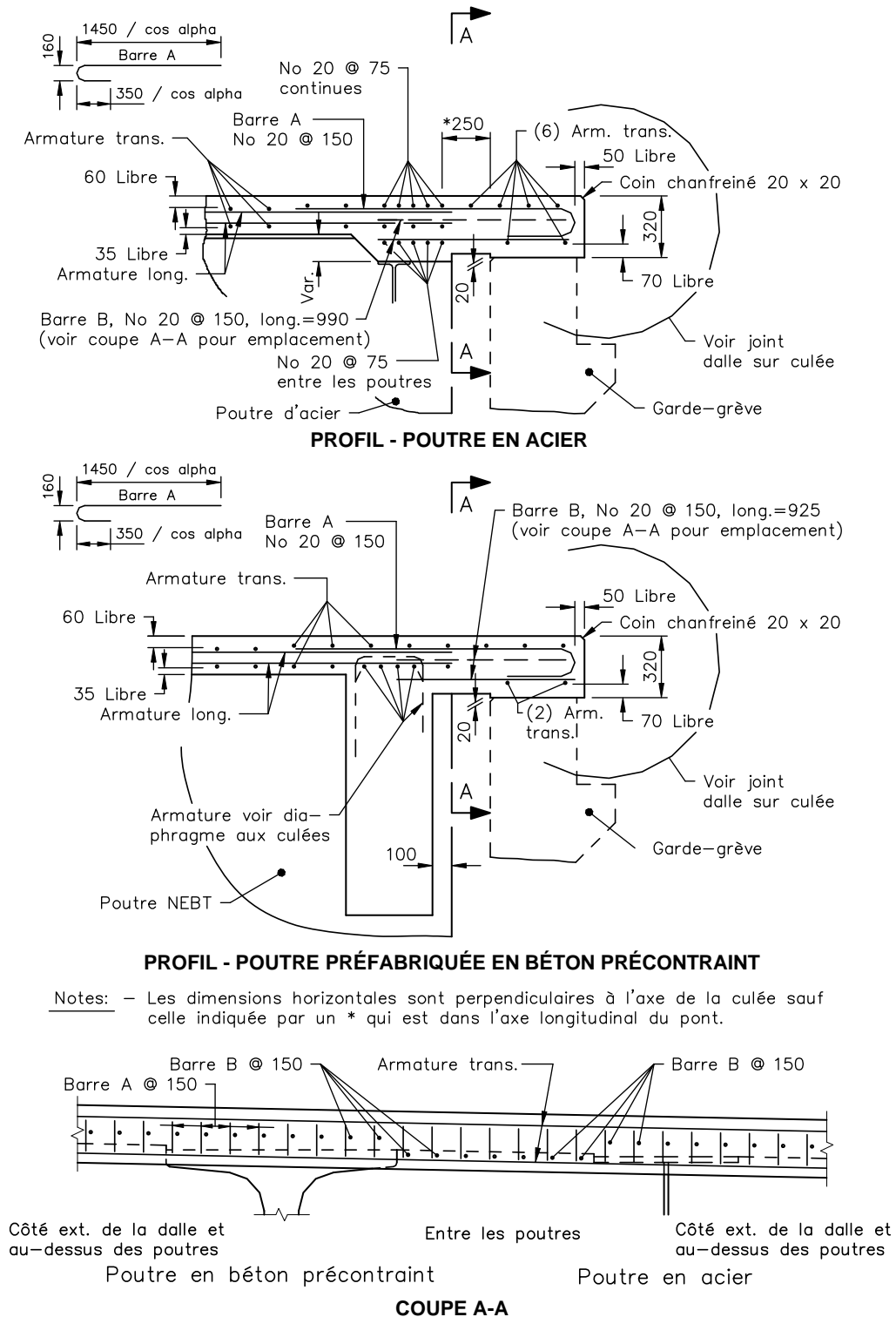
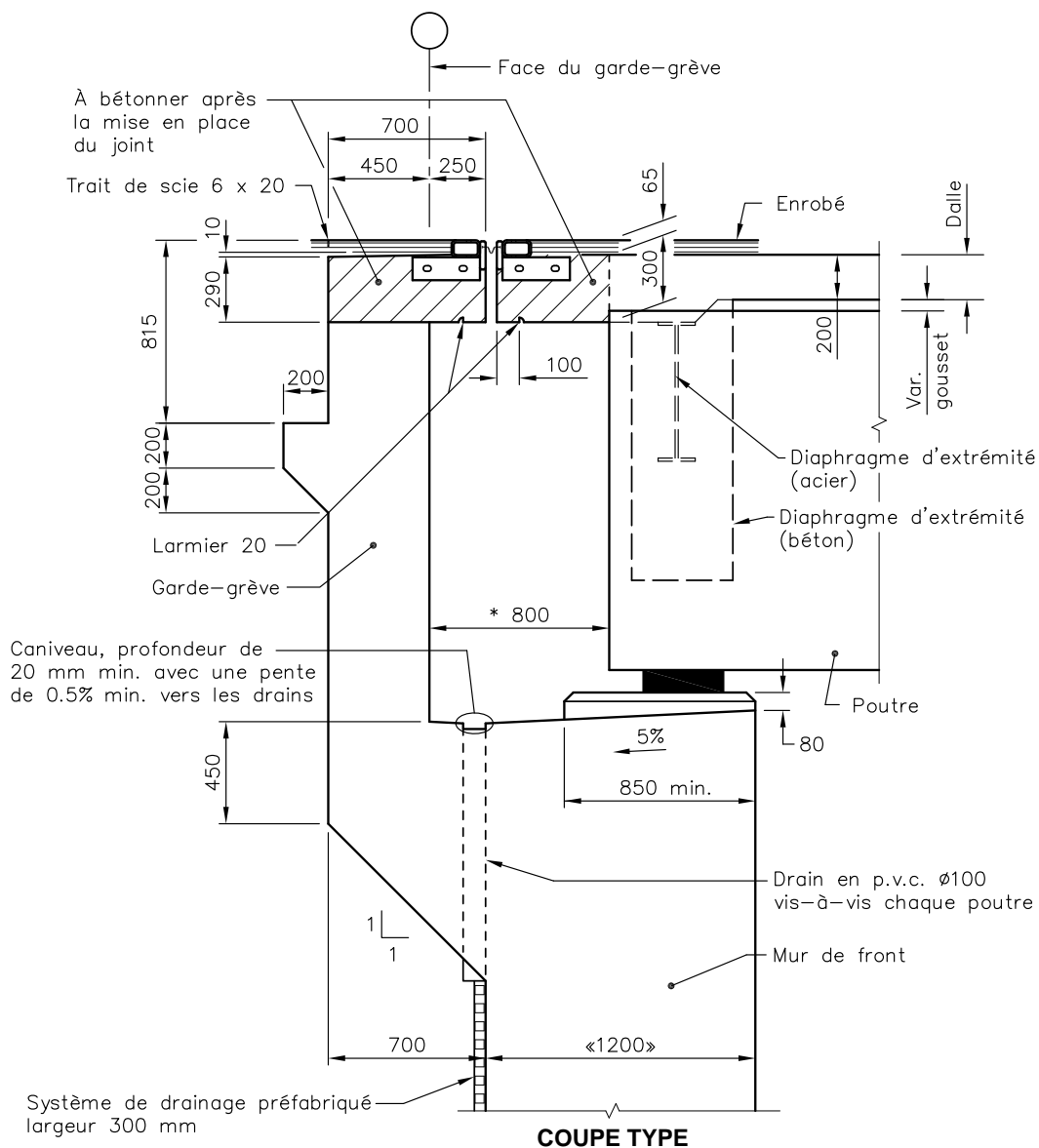
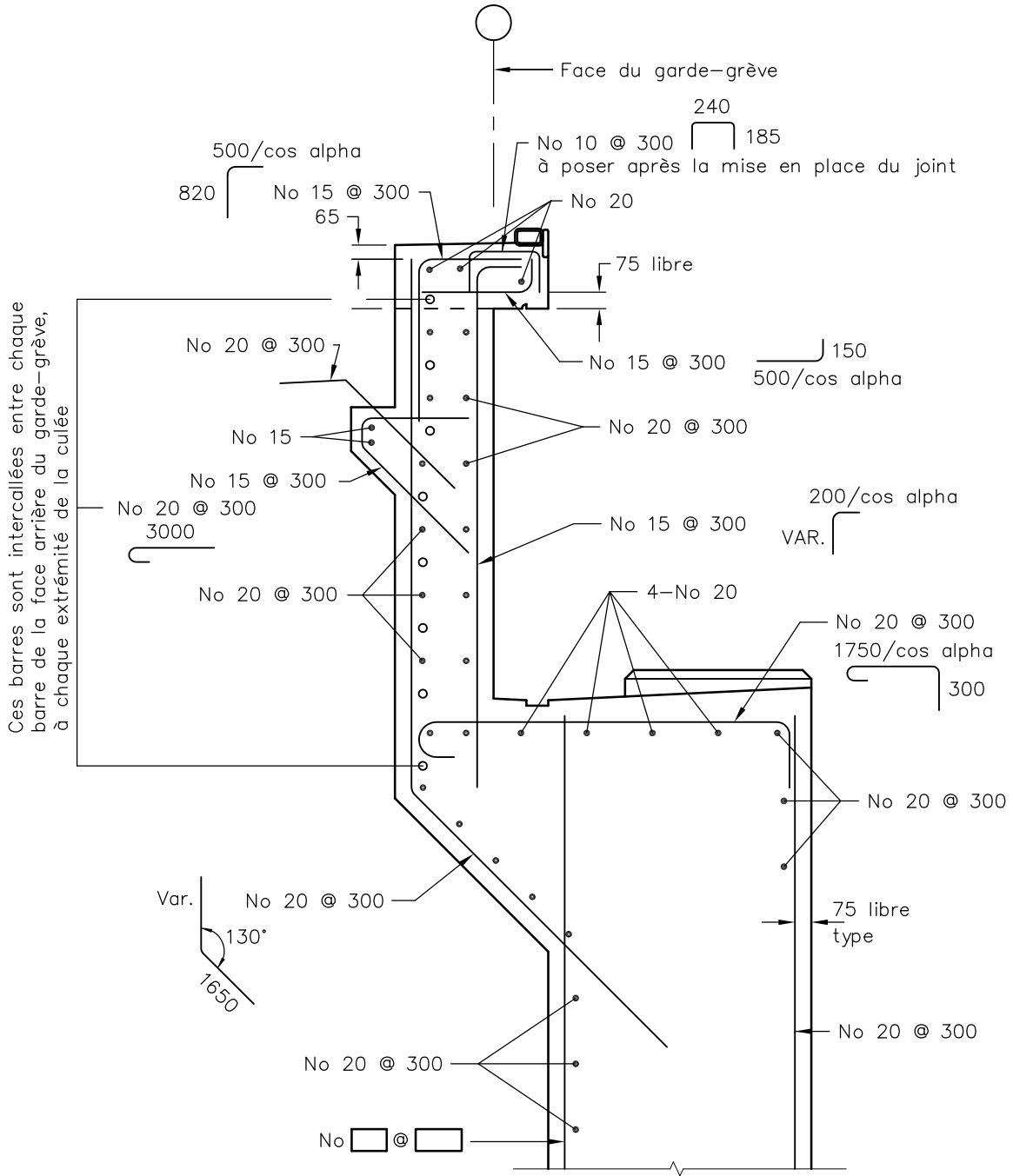


Figure 11.3-4 Détails de l'extrémité de la dalle sans joint de tablier



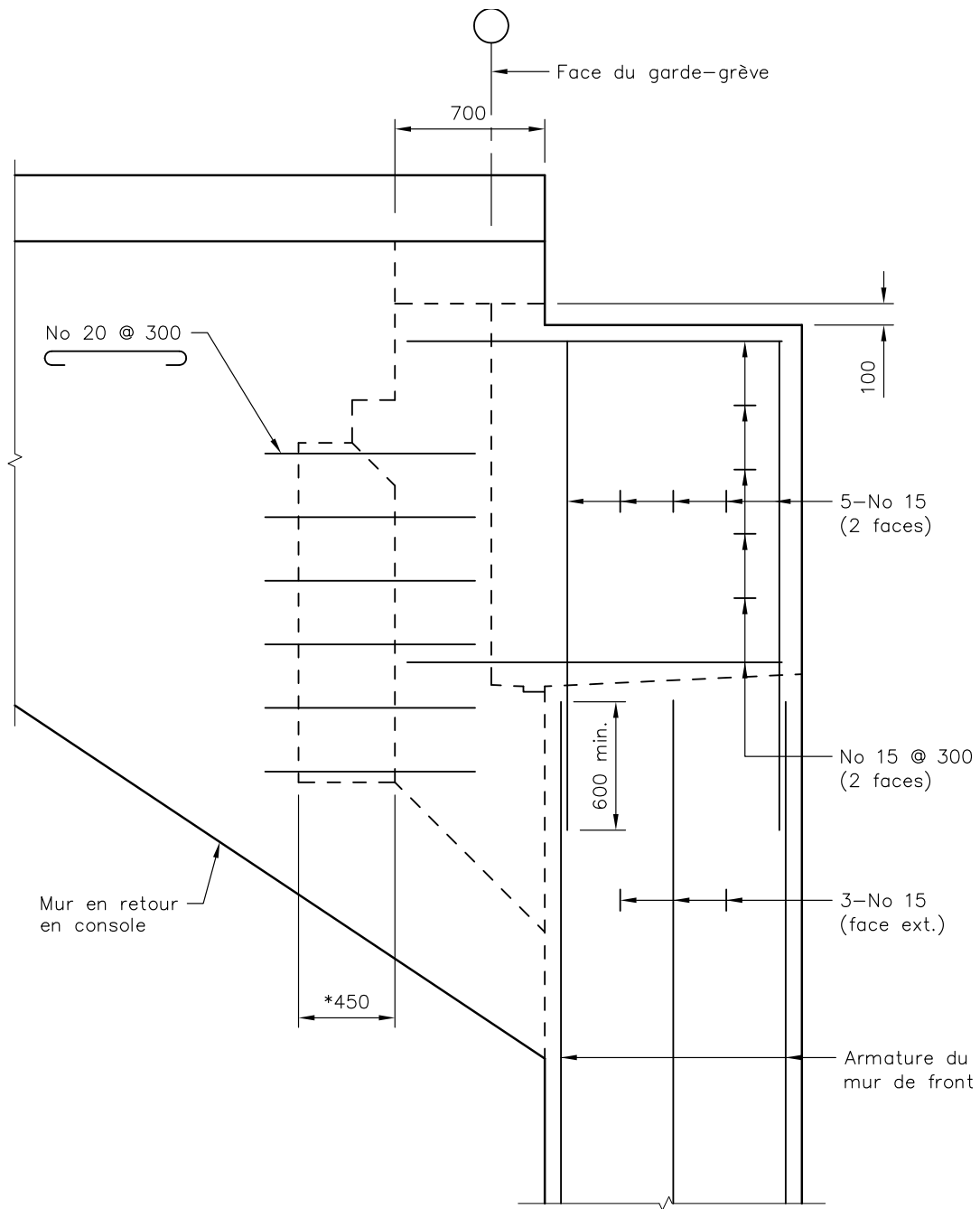
- Notes:
- Les dimensions horizontales sont perpendiculaires à l'axe de la culée sauf celle indiquée par un * qui est dans l'axe longitudinal du pont.
 - Pour les tabliers en post-tension, l'épaisseur du mur de front «1200» doit être augmenté de façon à ce que l'appareil d'appui soit centré sur le diaphragme 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 rigide» 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)



COUPE TYPE

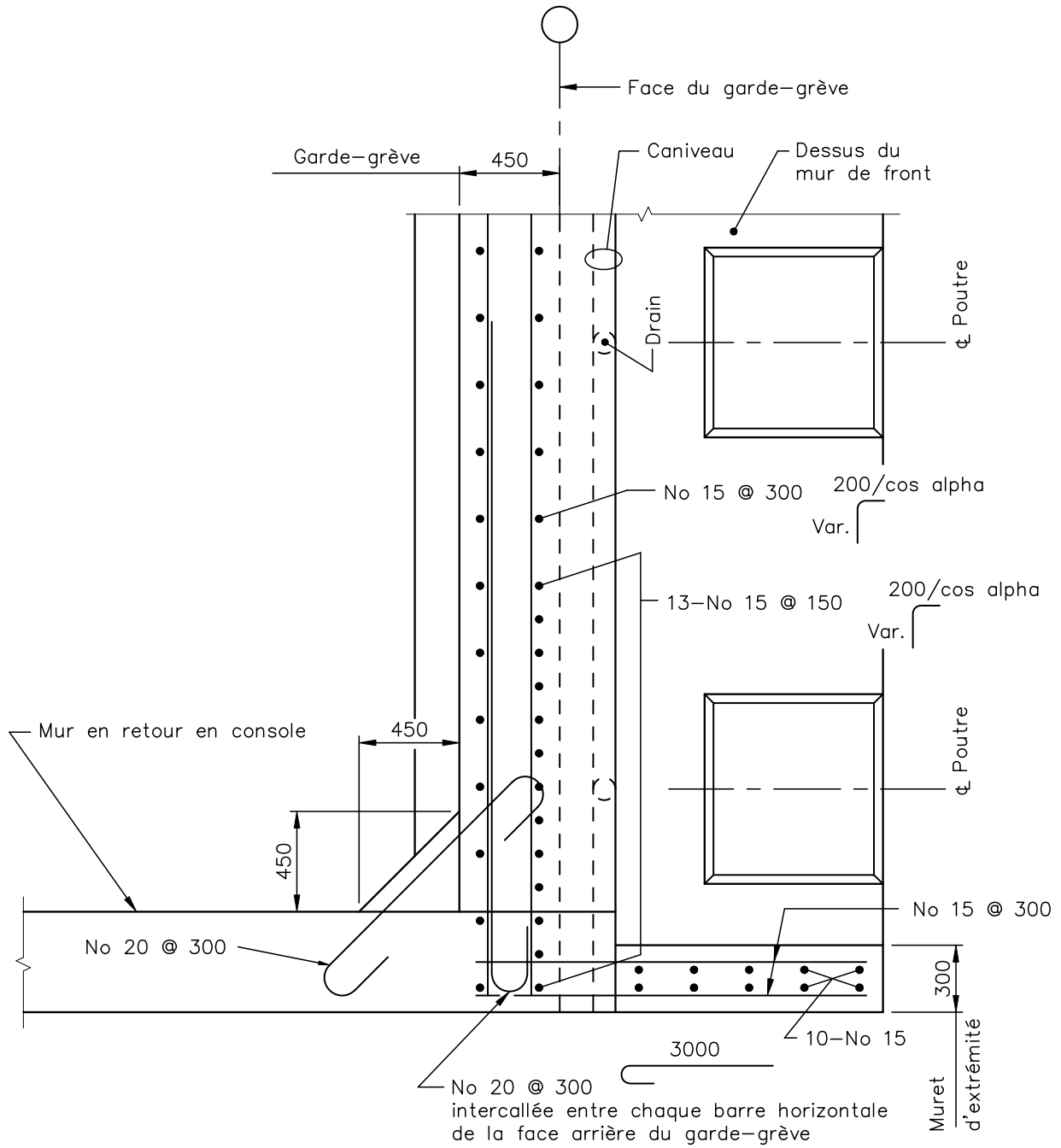
Figure 11.3-6 Culée-galerie avec joint de tablier (armature)



PROFIL

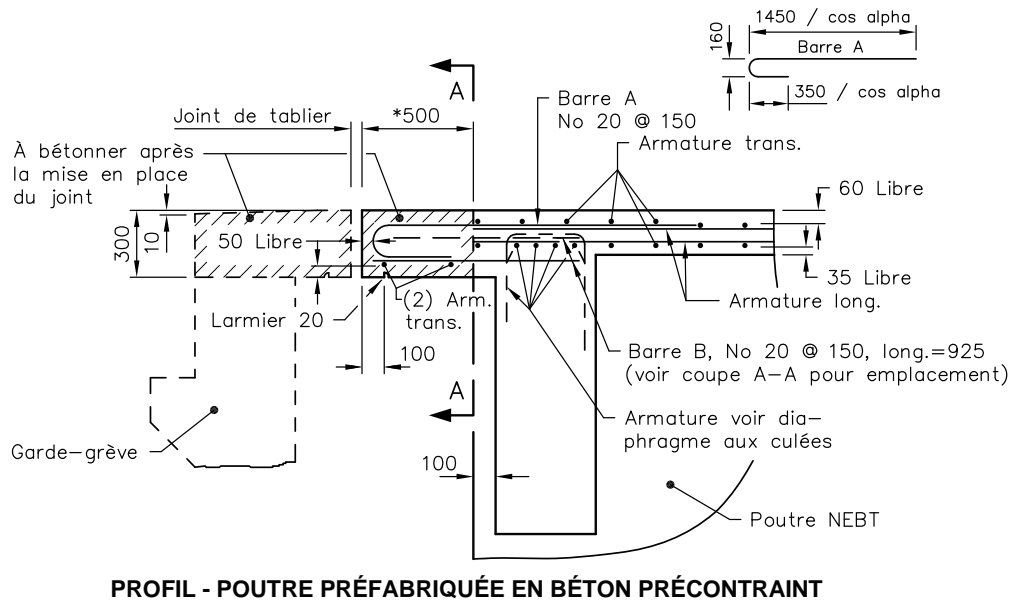
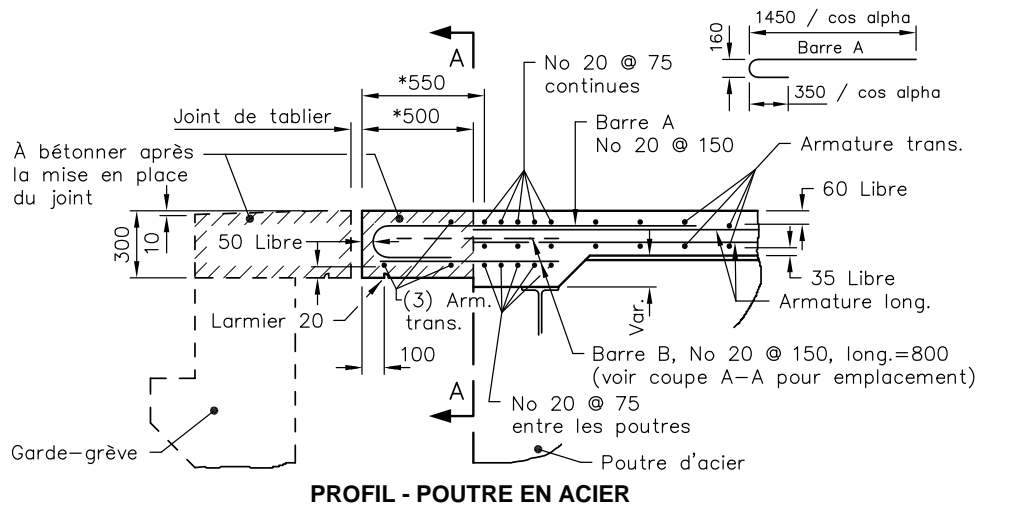
Notes: – Les dimensions horizontales sont perpendiculaires à l'axe de la culée sauf celle indiquée par un * qui est dans l'axe longitudinal du pont.

Figure 11.3-7 Culée-galerie (armature – suite 1)



VUE EN PLAN

Figure 11.3-8 Culée-galerie (armature – suite 2)



Notes: – Les dimensions horizontales sont perpendiculaires à l'axe de la culée sauf celles indiquées par un * qui sont dans l'axe longitudinal du pont.

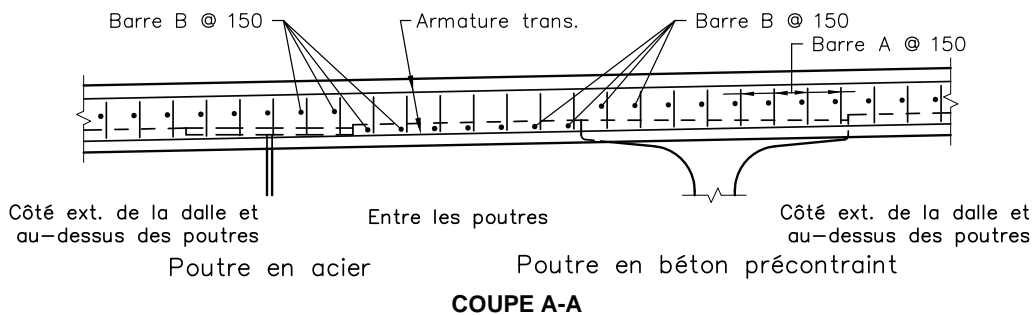
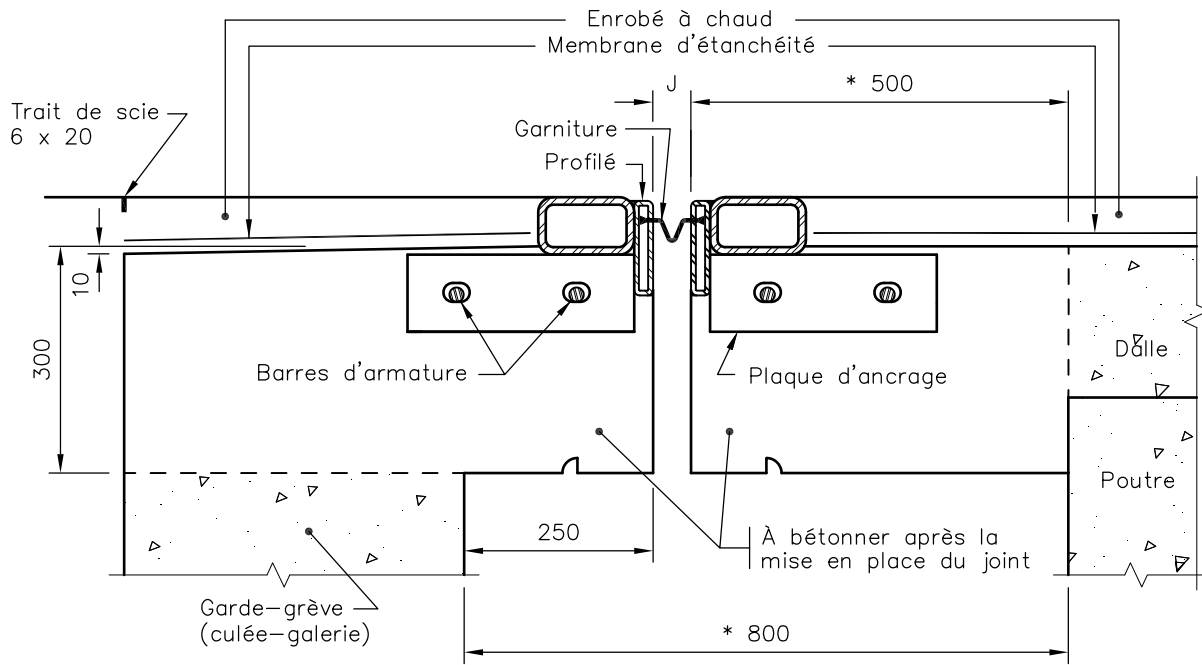


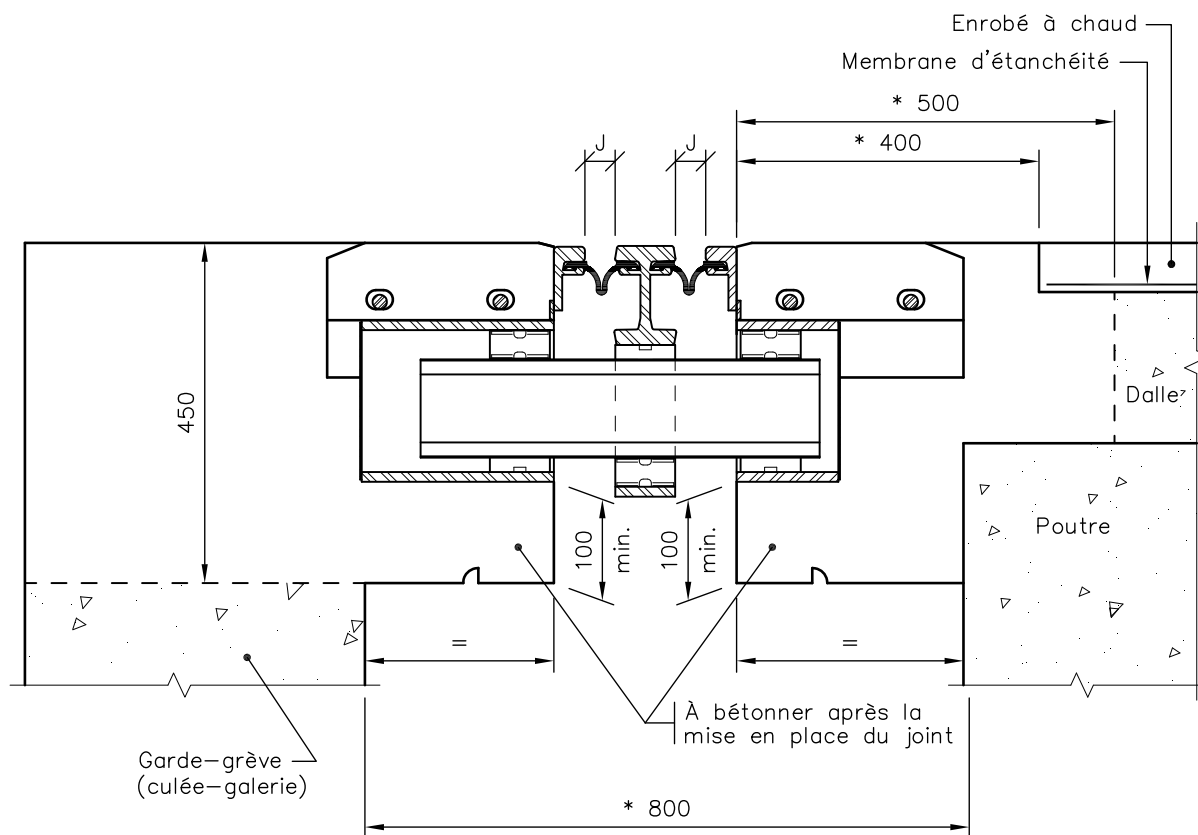
Figure 11.3-9 Détail de l'extrémité de la dalle avec joint de tablier



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.

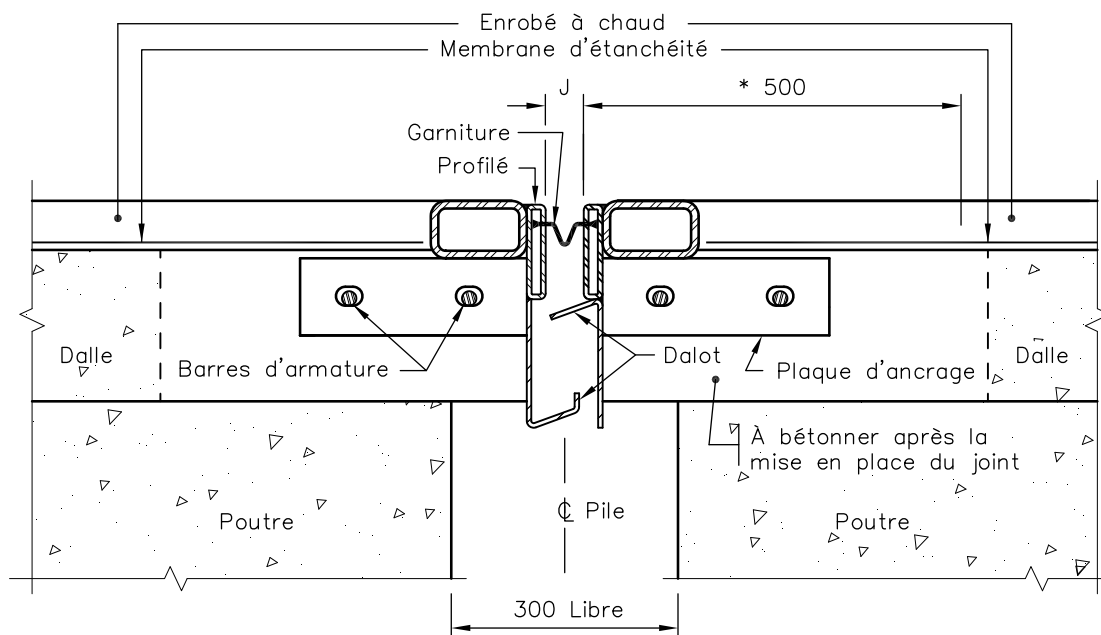
Figure 11.3-10 Joint de tablier à une garniture à une culée



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.

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

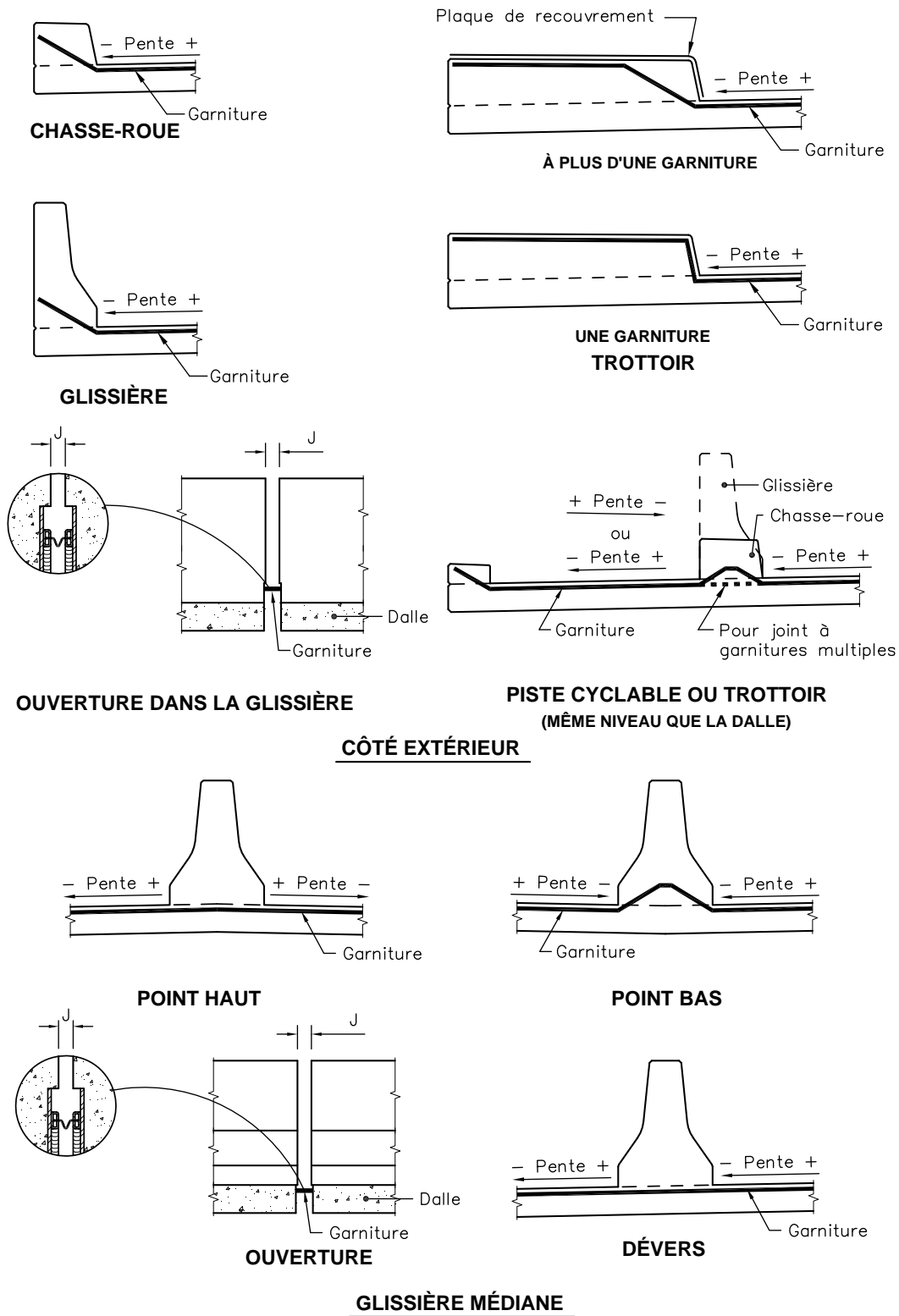


Figure 11.3-13 Profil de la garniture en élastomère

11.3.3 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 des structures.

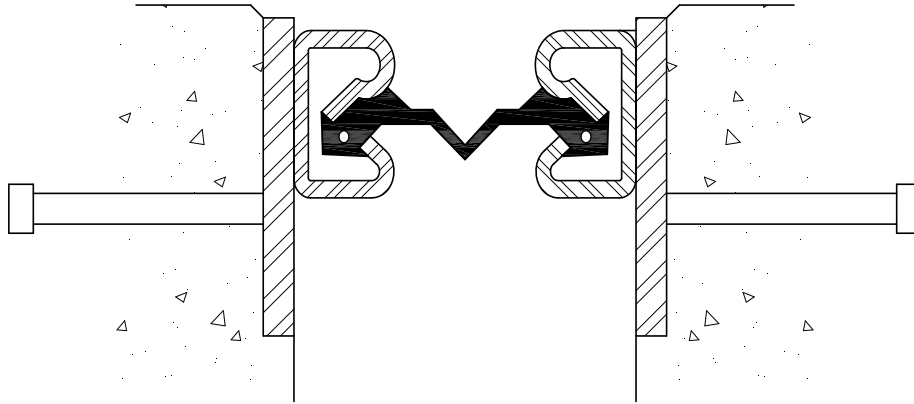


Figure 11.3-14 Joint longitudinal

11.3.4 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 minimale et maximale 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 (des) garniture(s) sur le chantier est de 40 mm pour les différents modèles des joints de tablier. Dans le tableau apparaissant aux dessins types des joints de tablier, il faut prévoir cette ouverture (J) minimale à 15 °C.

Cependant, si le concepteur prévoit la pose de la (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, tel qu'il est décrit à la section 11.1.

11.3.5 Calcul d'un joint à garniture en élastomère

11.3.5.1 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, $\delta = 51,82$ mm.

Il faut vérifier les ouvertures minimale et maximale permises par la garniture pour une ouverture de 40 mm à 15 °C en supposant que l'installation est faite à une température s'approchant de 15 °C.

$$\text{Ouverture min.} : 40 - 9,56 (A) = 30,44 > 20 \text{ mm (ouverture permise)}$$

$$\text{Ouverture max.} : 40 + 42,26 (R) = 82,26 \text{ mm} < 120 \text{ mm (ouverture permise)}$$

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 minimale et maximale 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 11.3-3 donne l'ouverture perpendiculaire (J) du joint en fonction des températures de pose.

Tableau 11.3-3 Ouverture du joint

Température de pose (°C)	Ouverture J (mm)
Max.	30,44
25	36
15	40
5	44
Min.	82,26

Il est important de noter que si le concepteur prévoit l'installation de la garniture par temps chaud, l'ouverture minimale de 40 mm doit être inscrite à 25 °C et l'analyse du joint pour la vérification de l'ouverture maximale doit être faite tel qu'indiqué dans cet exemple.

11.3.5.2 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 minimale et maximale permises par la garniture pour une ouverture 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 minimale et maximale 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 11.3-4 donne l'ouverture perpendiculaire (J) du joint (sans garniture) en fonction des températures de pose.

Tableau 11.3-4 Ouverture du joint

Température de pose (°C)	Ouverture J (mm)
Max.	31,29
25	36
15	40
5	44
Min.	87,29

Il est important de noter que si le concepteur prévoit l'installation de la garniture par temps chaud, l'ouverture minimale de 40 mm doit être inscrite à 25 °C et l'analyse du joint pour la vérification de l'ouverture maximale doit être faite tel qu'indiqué dans cet exemple.

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	DISPOSITIF DE RETENUE SUR UN MUR	12-2
12.4	SUPPORTS D'ÉQUIPEMENTS ROUTIERS	12-2

Le texte des normes suivantes contient des exigences particulières ou 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 de performance d'un dispositif de retenue sur un pont doit être réalisée selon les articles de la section 12.4 de la norme CAN/CSA-S6. Toutefois, le programme intitulé « Détermination du niveau de performance des dispositifs de retenue sur les ponts » (gli_sec.xls) élaboré à la Direction des structures peut aussi être utilisé pour déterminer ce dernier.

L'espacement des poteaux doit, de manière générale, être conforme à celui qui est indiqué sur les plans types des glissières ou 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 à l'exception de la glissière 311A pour laquelle cette distance doit être entre 800 et 1200 mm. Sur un mur en retour, on doit prévoir un minimum de 2 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 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'excédant 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 12.2-12 présentent les dimensions et le détail des armatures des chasse-roues, trottoirs et dispositifs de retenue en béton.

12.3 DISPOSITIF 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 prévue sur le tablier du pont. Dans ce cas, il n'est généralement pas requis de prévoir un dispositif de retenue sur le mur.

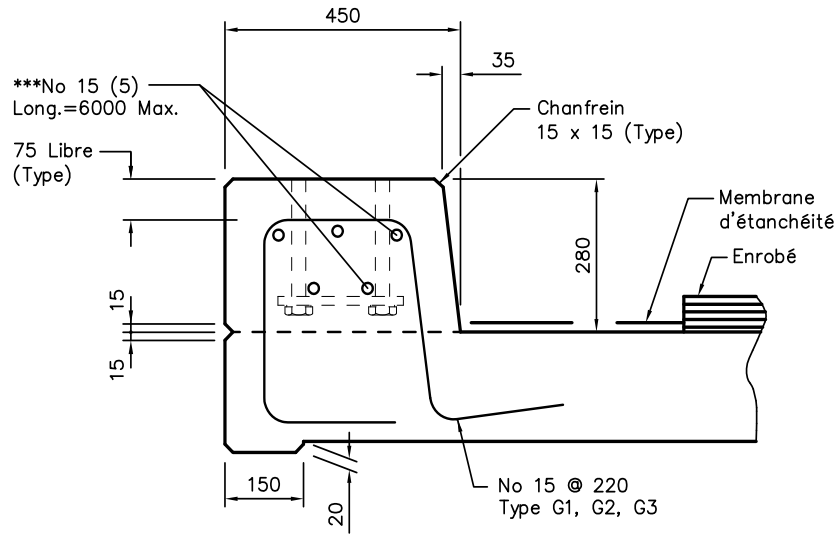
Mur non relié à un pont

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, ce dispositif 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

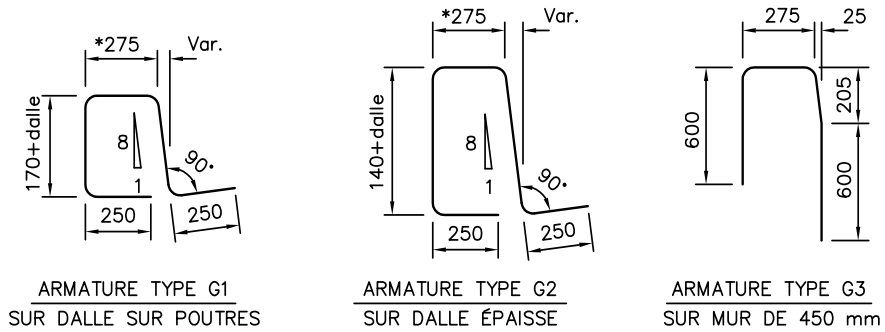
La conception des supports d'équipements routiers doit respecter les prescriptions du « Manuel des structures de signalisation, d'éclairage et de signaux lumineux ».

SURFACE = 0.123 m²



COUPE TYPE (Dalle sur poutres)

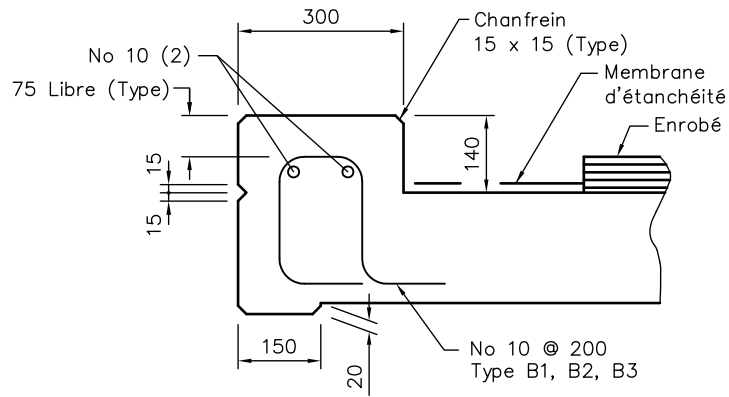
*** Ces barres doivent être posées après la mise en place des ancrages des poteaux de glissière.



* Si le pont est en biais, cette dimension devient 275/cos (biais du pont).

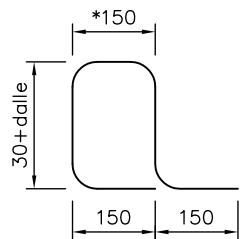
Figure 12.2-1 Chasse-roue

SURFACE = 0.043 m²

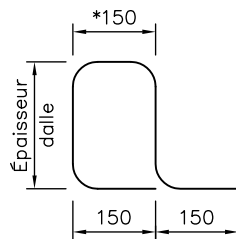


COUPE TYPE (Dalle sur poutres)

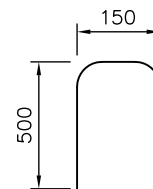
Note : La bordure doit être bétonnée en même temps que la dalle.



ARMATURE TYPE B1
SUR DALLE SUR POUTRES



ARMATURE TYPE B2
SUR DALLE ÉPAISSE



ARMATURE TYPE B3
SUR MUR DE 450 mm

* Si le pont est en biais, cette dimension devient 150/cos (biais du pont).

Figure 12.2-2 Bordure

SURFACE = 0.522 m²

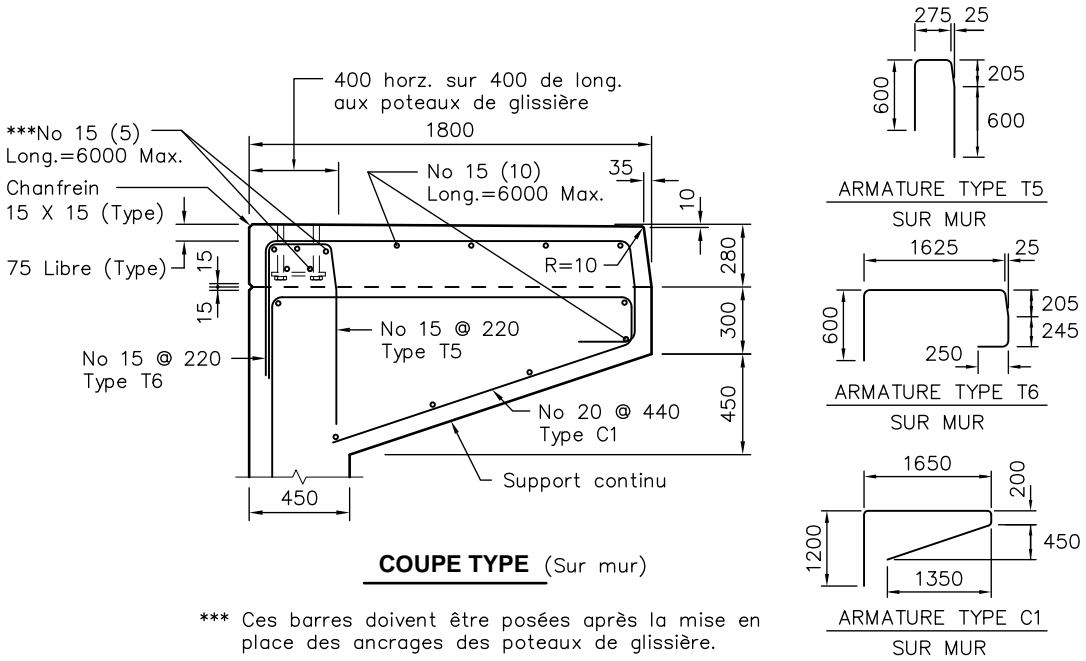
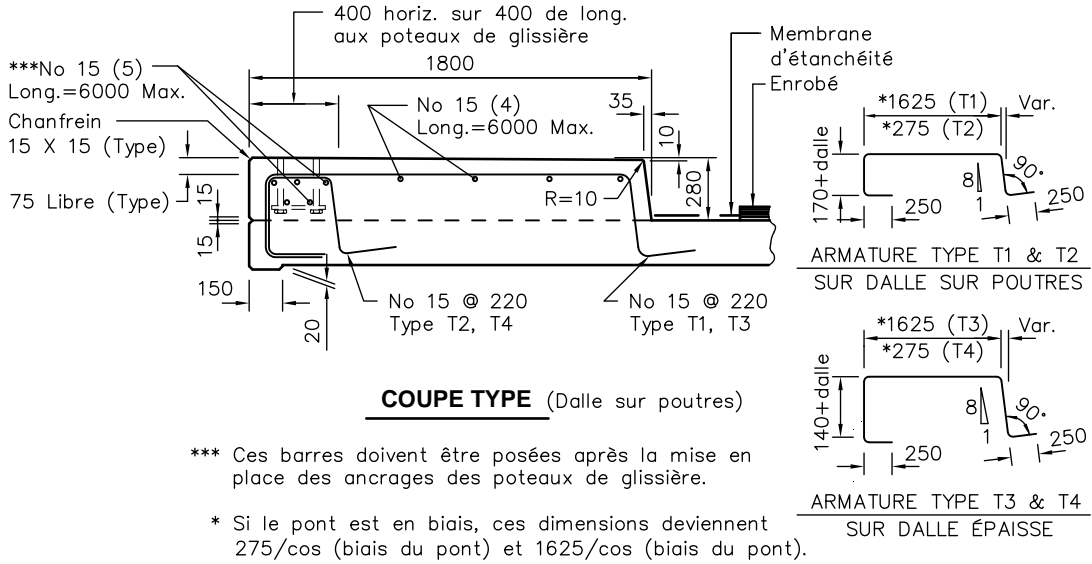
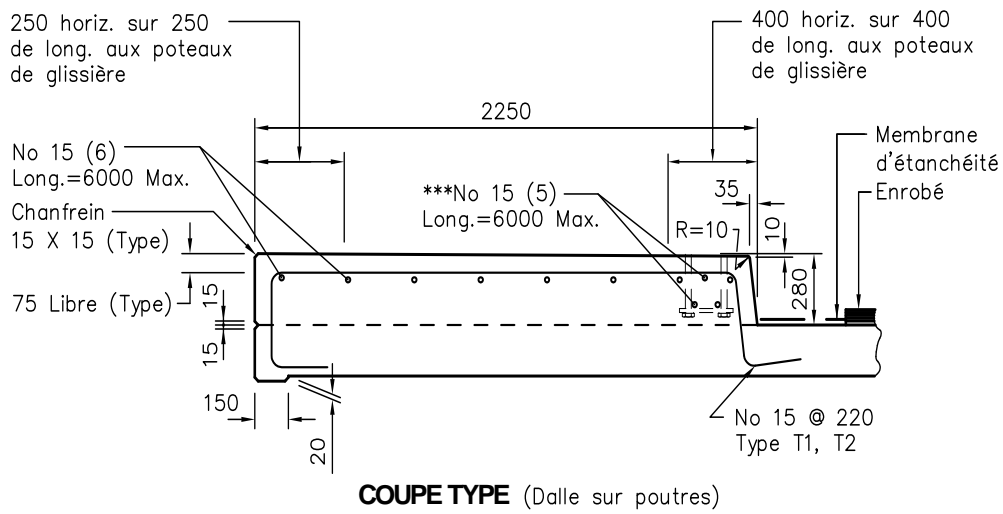
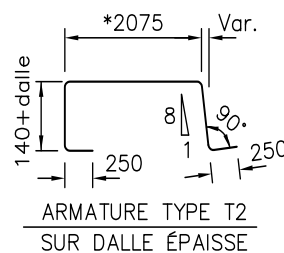
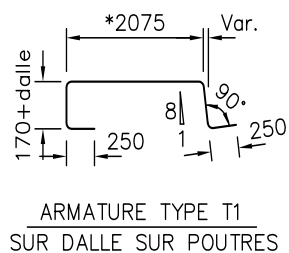


Figure 12.2-3 Trottoir non séparé de la chaussée

SURFACE = 0.624 m²



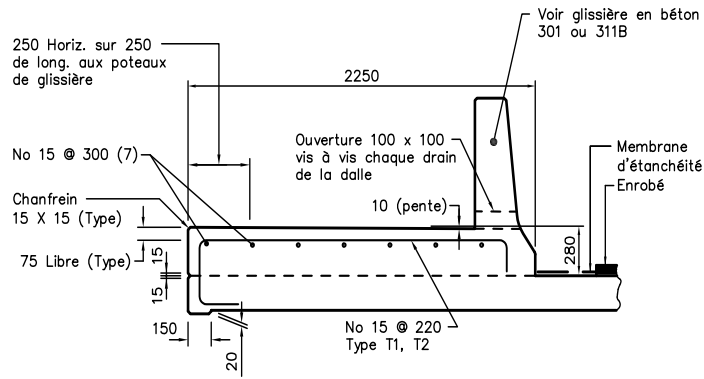
*** Ces barres doivent être posées après la mise en place des ancrages des poteaux de glissière.



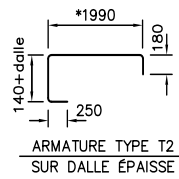
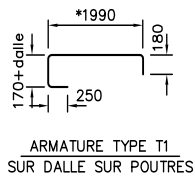
* Si le pont est en biais, cette dimension devient 2075/cos (biais du pont).

Figure 12.2-4 Trottoir séparé de la chaussée avec glissière en acier

SURFACE = 0.898 m² TROTTOIR ET GLISSIÈRE 301
 0.850 m² TROTTOIR ET GLISSIÈRE 311B



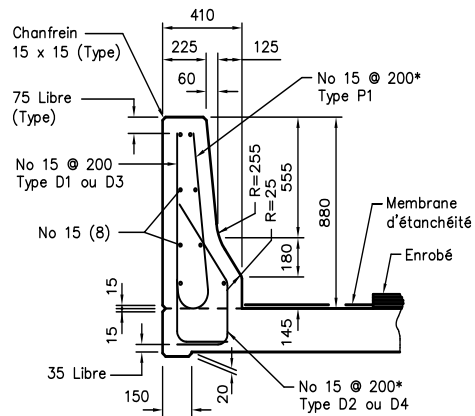
COUPE TYPE (Dalle sur poutres)



* Si le pont est en biais, cette dimension devient 190/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 un mètre de part et d'autre d'un joint dans la glissière ou d'un lampadaire encastré dans celle-ci et également sur un mètre aux extrémités.

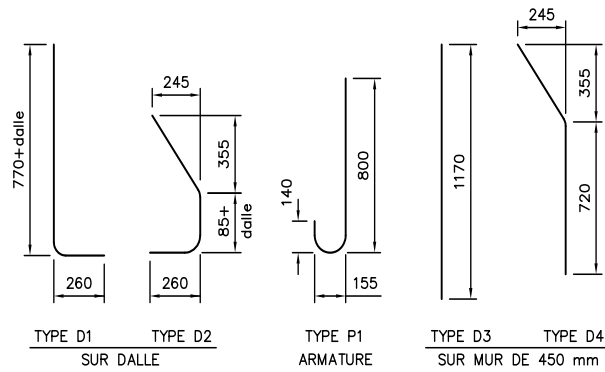
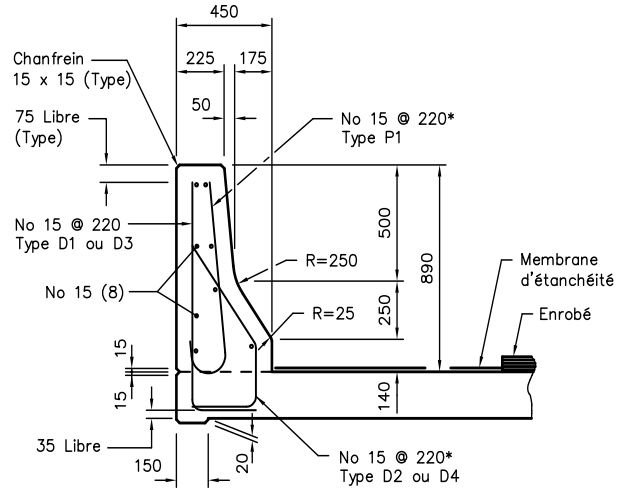


Figure 12.2-6 Glissière en béton type 201

SURFACE = 0.281 m²



COUPE TYPE (Dalle sur poutres)

* L'espace est réduit à 110 mm sur un mètre de part et d'autre d'un joint dans la glissière ou d'un lampadaire encastré dans celle-ci et également sur un mètre aux extrémités.

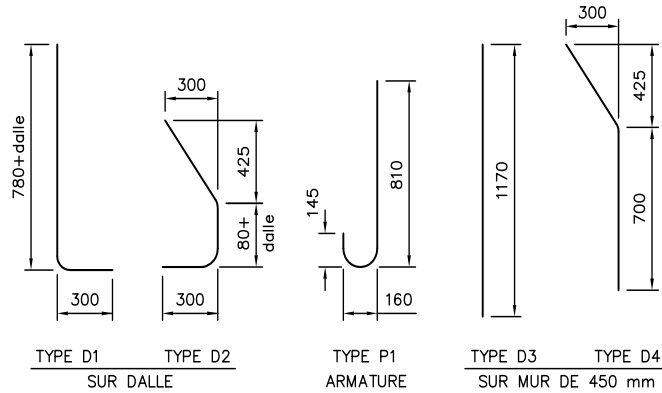
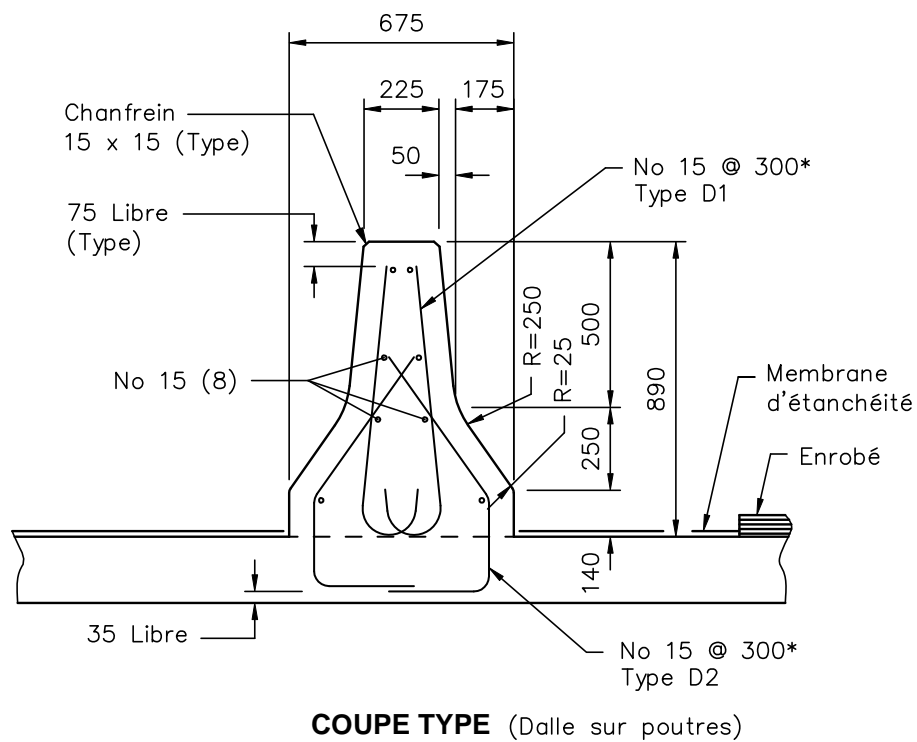


Figure 12.2-7 Glissière en béton type 202

SURFACE = 0.355 m²



* L'espacement 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.

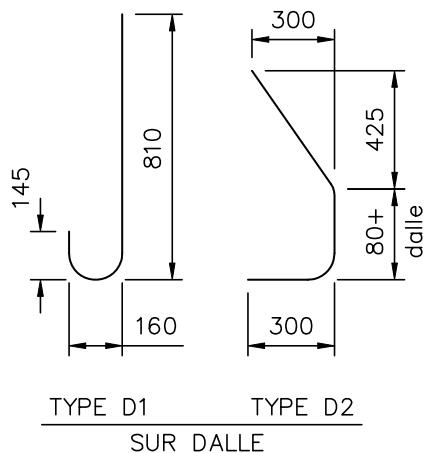
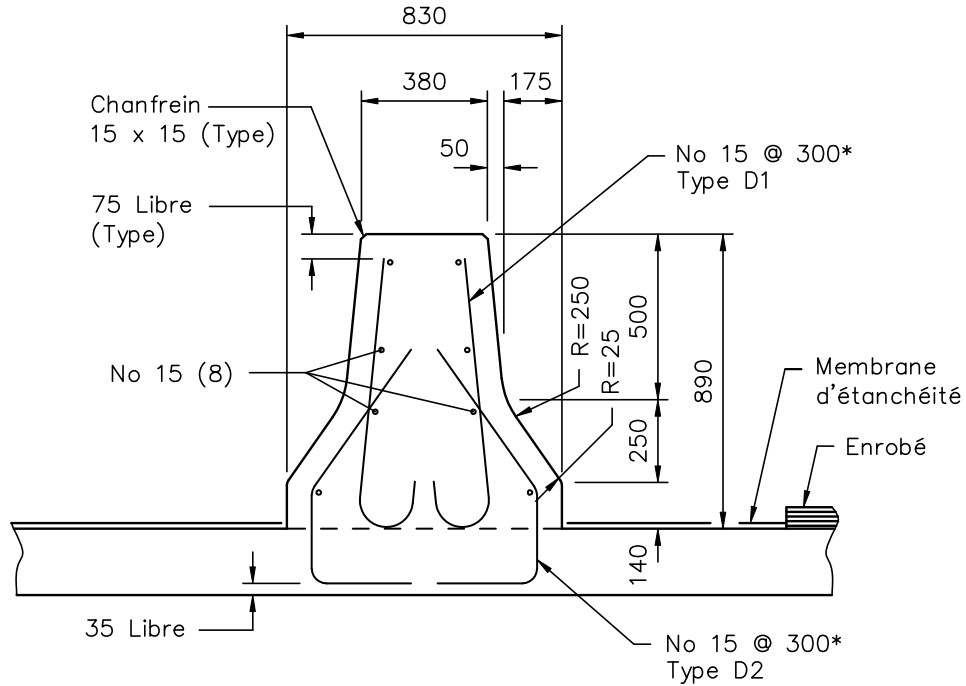


Figure 12.2-8 Glissière en béton type 202M

SURFACE = 0.492 m²



COUPE TYPE (Dalle sur poutres)

* L'espacement est réduit à 150 mm sur un mètre de part et d'autre d'un joint dans la glissière ou d'un lampadaire encastré dans celle-ci et également sur un mètre aux extrémités.

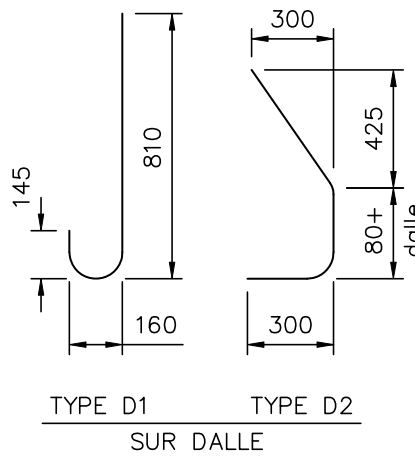


Figure 12.2-9 Glissière en béton type 202ME

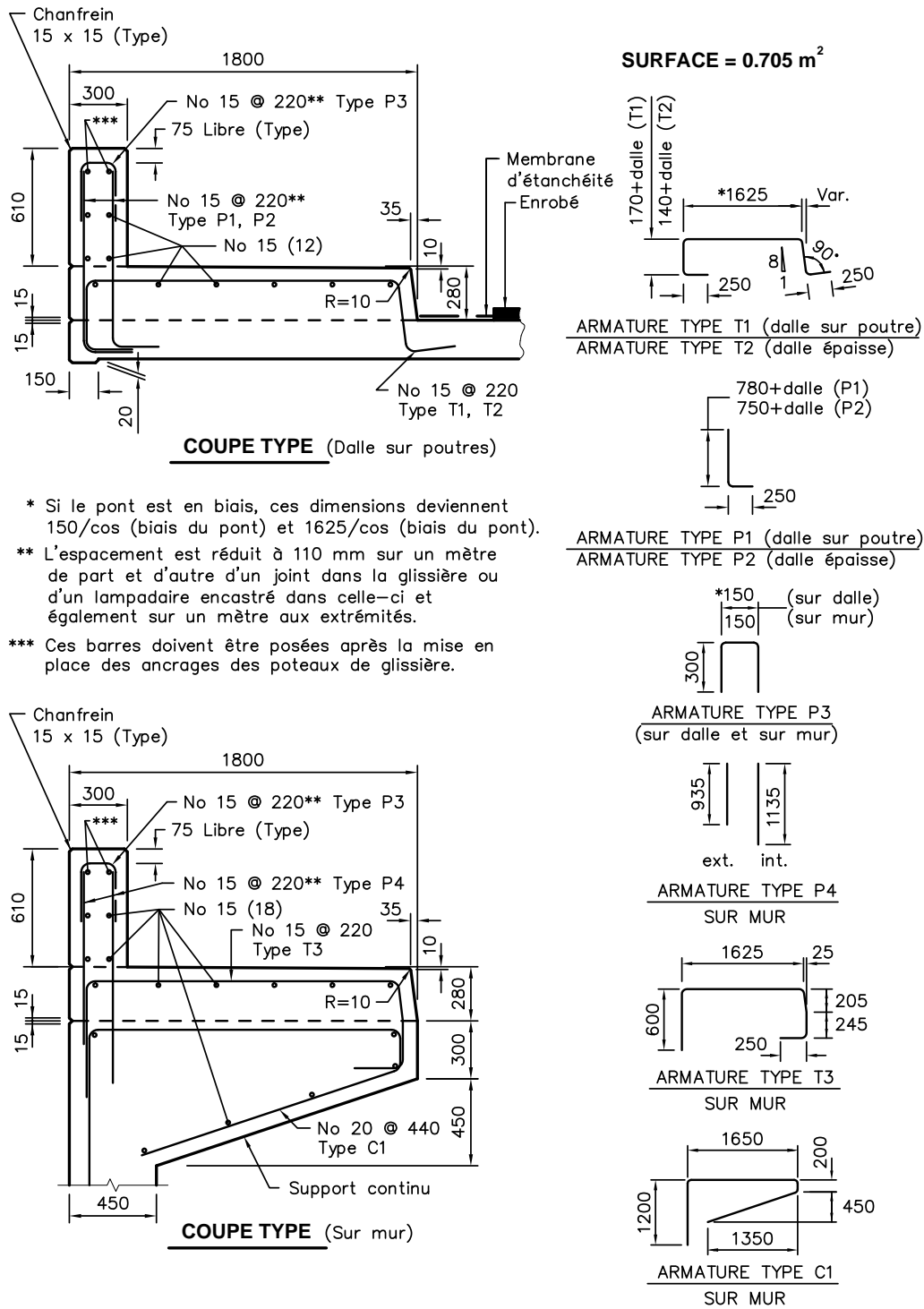
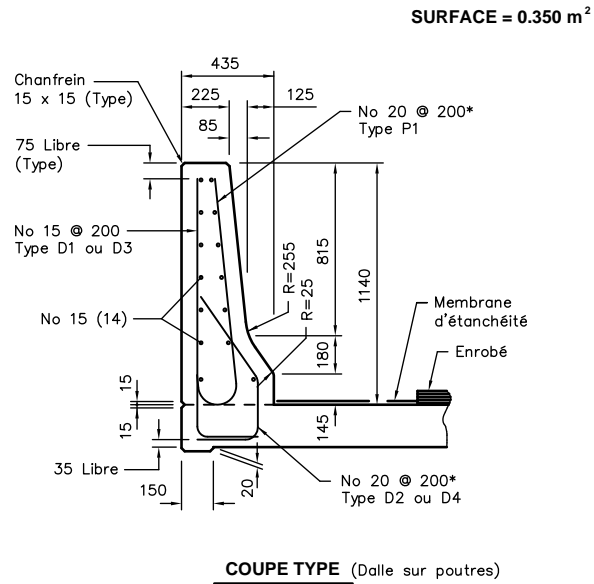


Figure 12.2-10 Glissière en béton type 211B (sur trottoir non séparé de la chaussée)



* L'espacement est réduit à 100 mm sur un mètre de part et d'autre d'un joint dans la glissière ou d'un lampadaire encastré dans celle-ci et également sur un mètre aux extrémités.

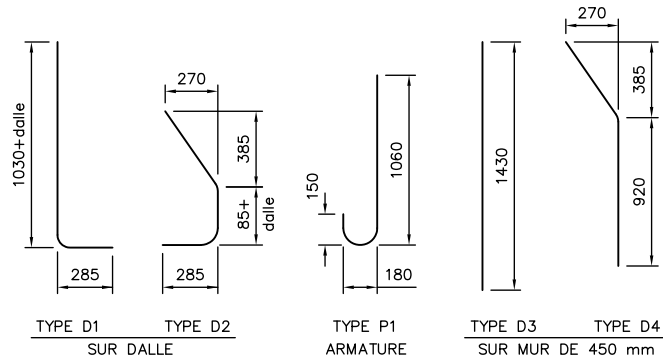
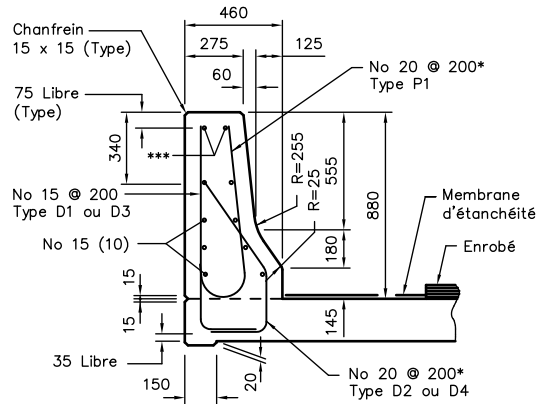


Figure 12.2-11 Glissière en béton type 301

SURFACE = 0.310 m²



COUPE TYPE (Dalle sur poutres)

* L'espacement est réduit à 100 mm sur un mètre de part et d'autre d'un joint dans la glissière ou d'un lampadaire encastré dans celle-ci et également sur un mètre aux extrémités.

*** Ces barres doivent être posées après la mise en place des ancrages des poteaux de glissière.

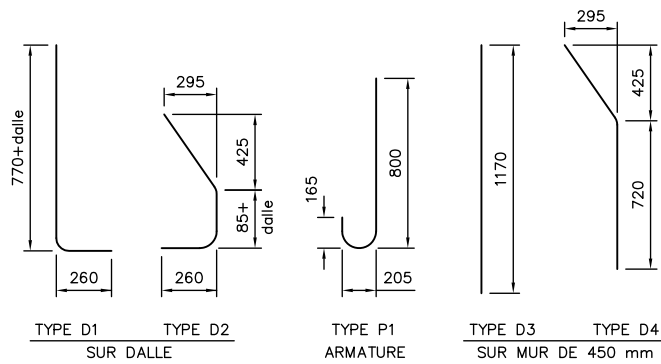


Figure 12.2-12 Glissière en béton type 311B

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 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 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	Conception, évaluation, entretien

14.1 ÉVALUATION

L'évaluation d'un pont doit être effectuée en suivant, par ordre de priorité, les prescriptions du manuel « Évaluation de la capacité portante des structures » 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	REMPACEMENT DU TABLIER D'UN PONT	15-1

Le texte des normes suivantes contient des exigences particulières ou 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 ».

15.2 REMPLACEMENT DU TABLIER D'UN PONT

Le remplacement du tablier d'un pont doivent satisfaire aux exigences des nouveaux ponts pour des routes de classe A telle que définie au tableau 10.6 de la norme CAN/CSA-S6.

CHAPITRE 16

OUVRAGES RENFORCÉS DE FIBRES

TABLE DES MATIÈRES

16.1	GÉNÉRALITÉS	16-1
16.2	CONCEPTION	16-1
16.3	DALLE DE TABLIER EN BÉTON ARMÉ	16-1
16.4	DISPOSITIFS DE RETENUE EN BÉTON ARMÉ	16-3

Le texte des normes suivantes contient des exigences particulières ou 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 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

Dans le cas où de l'armature en acier galvanisé est requise à l'intérieur d'une dalle de tablier, celle-ci peut être remplacée pour certains projets par de l'armature en matériaux composites pour les nappes d'armatures supérieures transversale et longitudinale 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 des structures, au cas par cas, selon les caractéristiques particulières du projet étudié.

Les nappes d'armatures inférieures transversale et longitudinale doivent être en acier galvanisé et, pour ces nappes, le patron d'armature doit être déterminé selon les modalités prévues à l'article 8.2 de ce 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 figures 11.3-9a et 11.3-9b) doit être en acier galvanisé pour permettre le remplacement plus aisé du joint de tablier sans endommager cette armature.

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 armatures en matériaux composites doivent être en polymère renforcé de fibres de verre.

Avant de préparer un projet faisant appel à l'utilisation d'armature en matériaux composites, il faut consulter la Direction des structures pour obtenir de plus amples informations concernant les exigences techniques et de contrôle de la qualité, pour obtenir les informations à inclure aux plans et devis ainsi que pour connaître les coûts supplémentaires liés à l'utilisation de ce type d'armature.

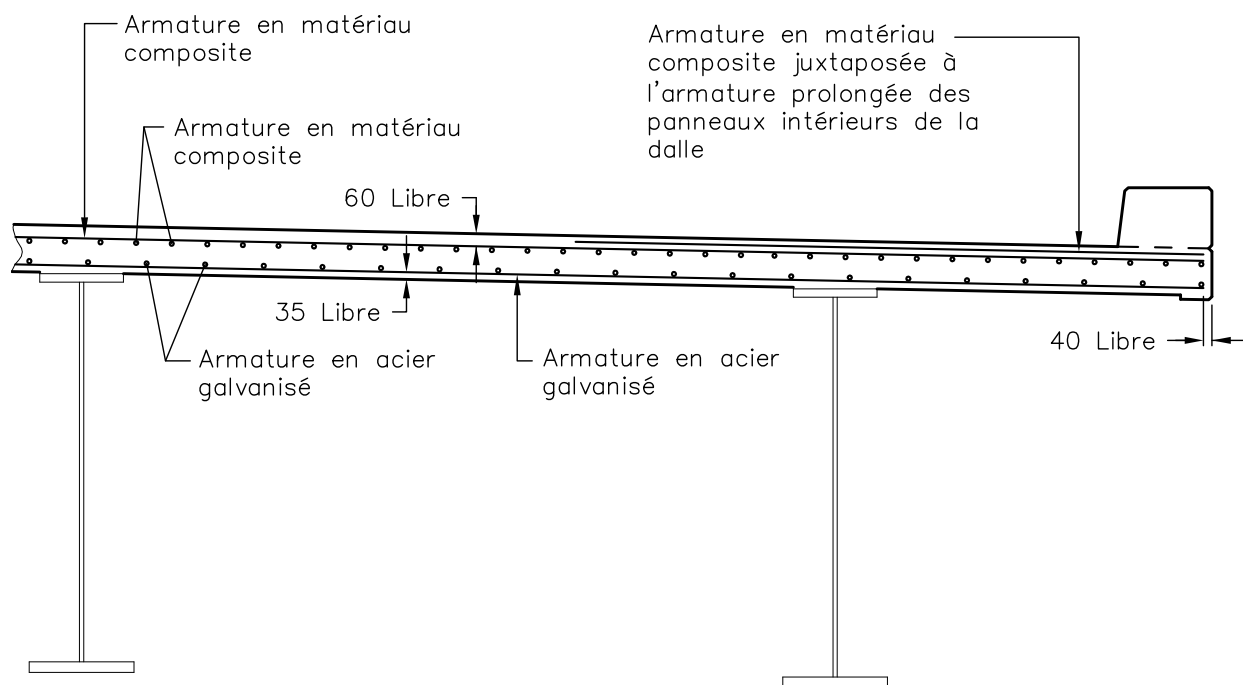


Figure 16.3-1 Disposition de l'armature

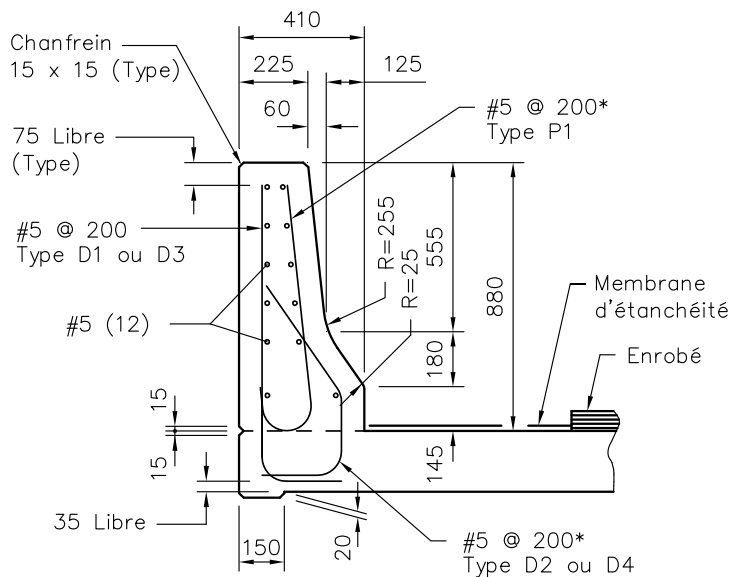
16.4 DISPOSITIFS DE RETENUE EN BÉTON ARMÉ

Les glissières de types 201, 202M, 202ME et 301 renforcées à l'aide d'armatures en matériaux composites que l'on retrouve aux figures 16.4-1 à 16.4-4 peuvent être utilisées pour certains projets.

Les armatures droites et courbées prévues à l'intérieur de ces figures doivent être en polymère renforcé de fibres de verre.

Avant de préparer un projet faisant appel à l'utilisation d'armature en matériaux composites, il faut consulter la Direction des structures pour obtenir de plus amples informations concernant les exigences techniques et de contrôle de la qualité, pour obtenir les informations à inclure aux plans et devis ainsi que pour connaître les coûts supplémentaires reliés à l'utilisation de ce type d'armature.

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 ou d'un lampadaire encastré dans celle-ci et également sur un mètre aux extrémités.

La numérotation (#) des barres d'armature correspond au système impérial.

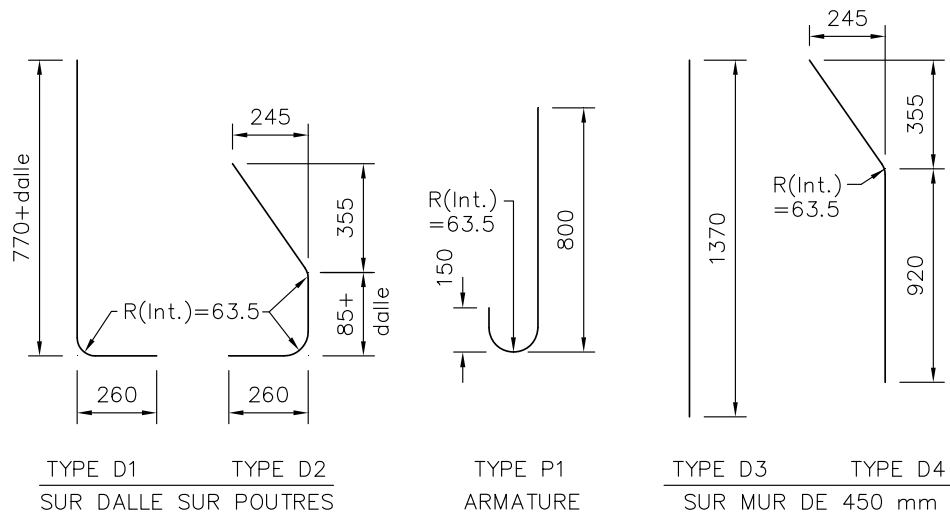
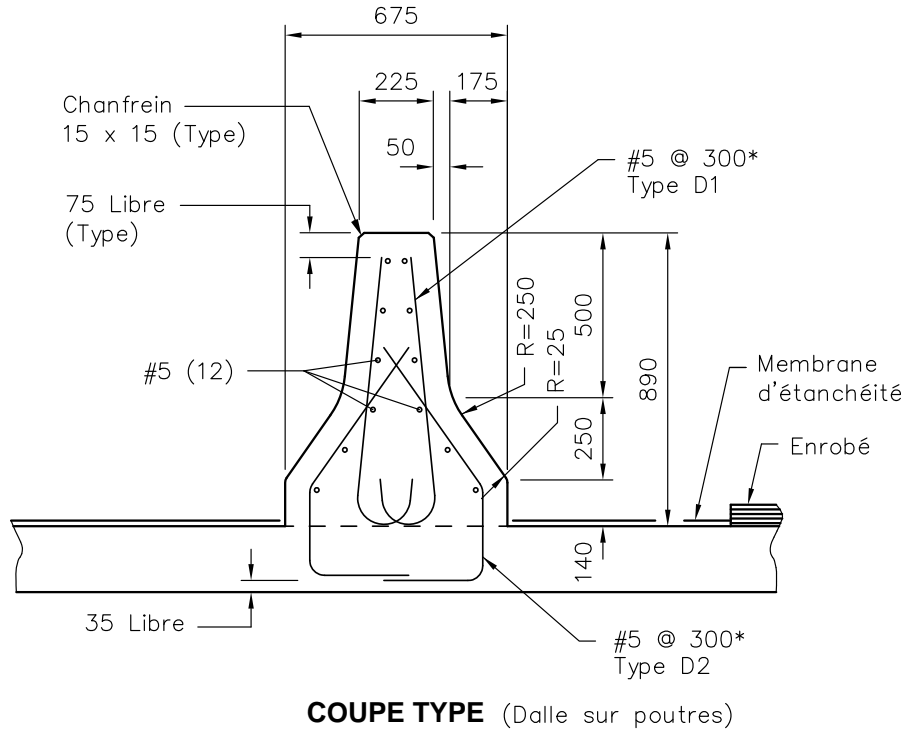


Figure 16.4-1 Glissière 201 en béton renforcée à l'aide d'armatures en matériaux composites

SURFACE = 0.355 m²



* L'espacement 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.

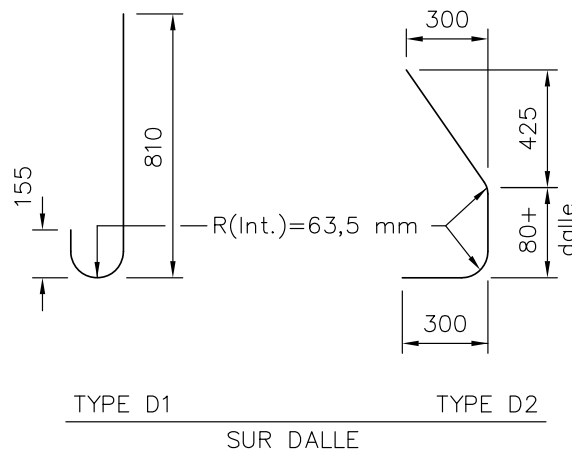
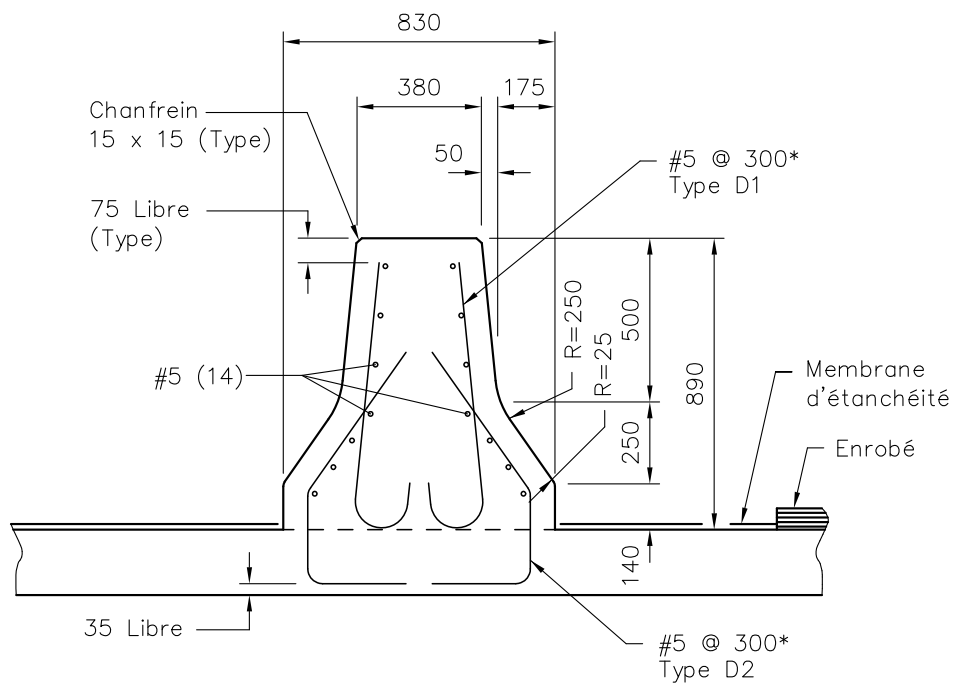


Figure 16.4-2 Glissière 202M en béton renforcée à l'aide d'armatures en matériaux composites

SURFACE = 0.492 m²



COUPE TYPE (Dalle sur poutres)

* L'espacement est réduit à 150 mm sur un mètre de part et d'autre d'un joint dans la glissière ou d'un lampadaire encastré dans celle-ci et également sur un mètre aux extrémités.

La numérotation (#) des barres d'armature correspond au système impérial.

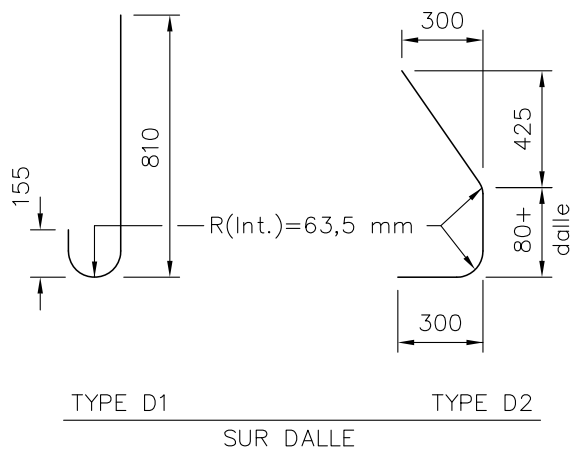
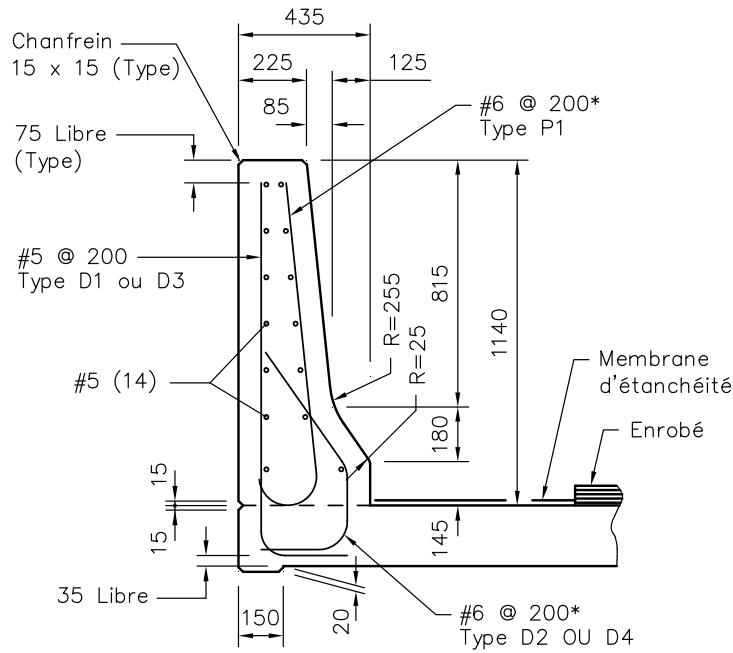


Figure 16.4-3 Glissière 202ME en béton renforcée à l'aide d'armatures en matériaux composites

SURFACE = 0.350 m²



COUPE TYPE

* L'espacement est réduit à 100 mm sur un mètre de part et d'autre d'un joint dans la glissière ou d'un lampadaire encastré dans celle-ci et également sur un mètre aux extrémités.

La numérotation (#) des barres d'armature correspond au système impérial.

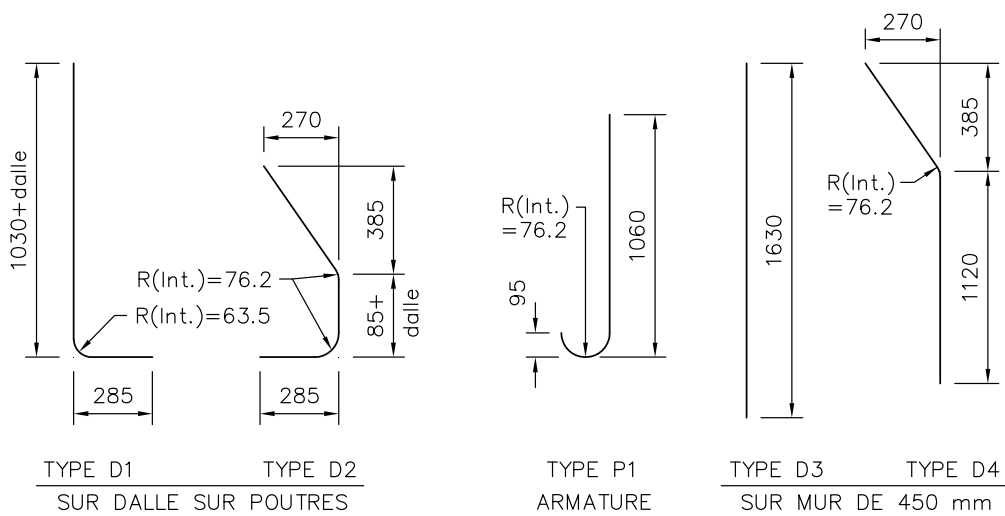


Figure 16.4-4 Glissière 301 en béton renforcée à l'aide d'armatures en matériaux composites

CHAPITRE 17

OUVRAGES CONNEXES

TABLE DES MATIÈRES

17.1	OUVRAGES EXISTANTS	17-1
17.1.1	Généralités	17-1
17.1.2	Description de l'ouvrage existant	17-1
17.1.3	Pont existant	17-2
17.1.4	Protection, modification, relocalisation ou remplacement de conduits de services publics sur un pont existant	17-2
17.2	INSTALLATION DE CONDUITS SUR OU À PROXIMITÉ D'UN OUVRAGE D'ART	17-3
17.2.1	Généralités	17-3
17.2.2	Plans et devis	17-4
17.2.3	Paramètres pour l'installation sur un pont	17-5
17.2.4	Paramètres pour l'installation à proximité d'un pont	17-10
17.2.5	Paramètres pour l'installation près d'un mur de soutènement	17-10

Le texte des normes suivantes contient des exigences particulières ou 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

17.1 OUVRAGES EXISTANTS

17.1.1 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.

17.1.2 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.

17.1.3 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.

17.1.4 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.

17.2 INSTALLATION DE CONDUITS SUR OU À PROXIMITÉ D'UN OUVRAGE D'ART

17.2.1 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 sur les ponts de conduites et de canalisations de services publics 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 enfour à proximité de ses unités de fondation (culées, piles), ou près 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 des Transports est la Direction 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.

17.2.2 Plans et devis

Les plans doivent être de format ISO A1 (594 x 841 mm) et être conformes aux exigences de la norme CAN/CGSB-72.7 « Exigences relatives aux dessins effectués à la main et destinés à être microfilmés » et de la norme CAN/CGSB-72.8 « Examen et préparation des dessins à microfilmer ».

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.), et ce, pour respecter l'article 6.6 du Cahier des charges et devis généraux (CCDG) du ministère des Transports.

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.

Les plans et devis doivent être conformes aux exigences du Cahier des charges et devis généraux (CCDG) du ministère des Transports, de la norme CAN/CSA-S6 « Code canadien sur le calcul des ponts routiers » et des autres normes et directives pertinentes telles 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.

Une note de calculs 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 du CCDG; de plus, le document doit mentionner le poids et les dimensions du matériel dont la présence est prévue sur le chantier.

17.2.3 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.

17.2.3.1 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.

17.2.3.2 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.

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 d'esthétique. 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.

17.2.3.3 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 toute circonstance, 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.

17.2.3.4 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 4000 kPa.

17.2.3.5 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 :

- une fois le diamètre du conduit, ou 200 mm, verticalement;
- 1,5 fois le diamètre du conduit, ou 300 mm, horizontalement.

17.2.3.6 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.

17.2.3.7 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 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 étaielement des conduits ou en une réduction de la moitié des supports, tel que prévu au cas de charge n° 3 (voir l'article 17.1.3.3). 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 et dont la couleur s'apparente à celle existante. On doit isoler la membrure métallique des collets ou des supports à l'aide d'une plaque de néoprène enduite de graisse fibreuse hydrofuge, et on doit s'assurer d'un contact parfait 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.

17.2.4 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 17.1-1 et 17.1-2).

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 17.1-3 à 17.1-6. 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).

17.2.5 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.

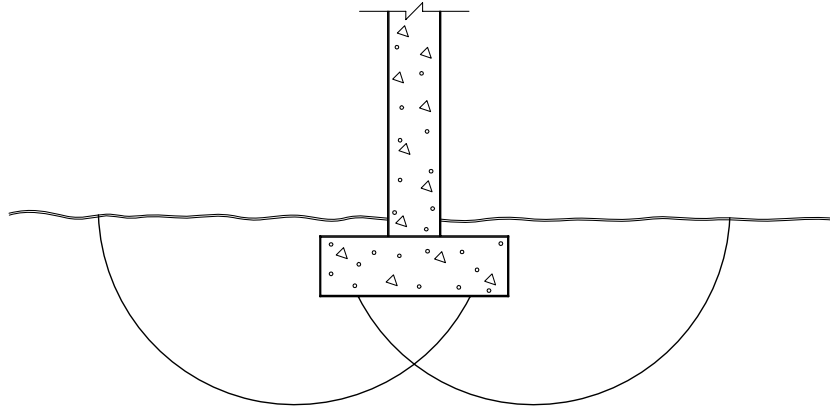


Figure 17.2-1 Surface de glissement sous une pile

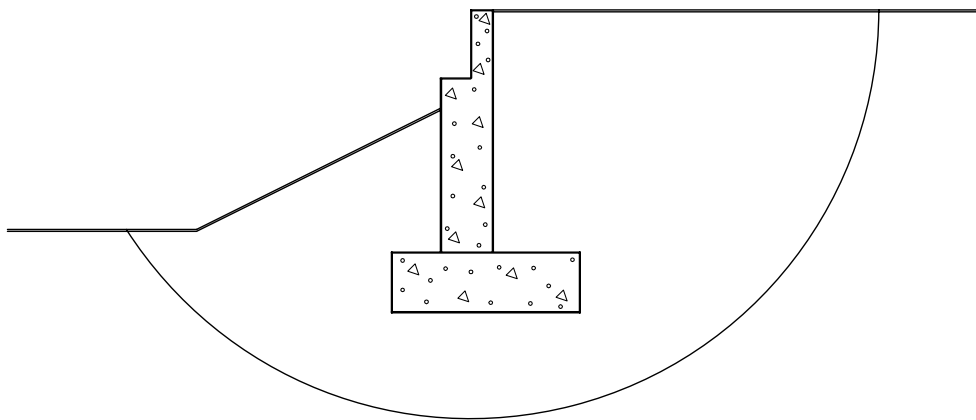


Figure 17.2-2 Surface de glissement sous une culée

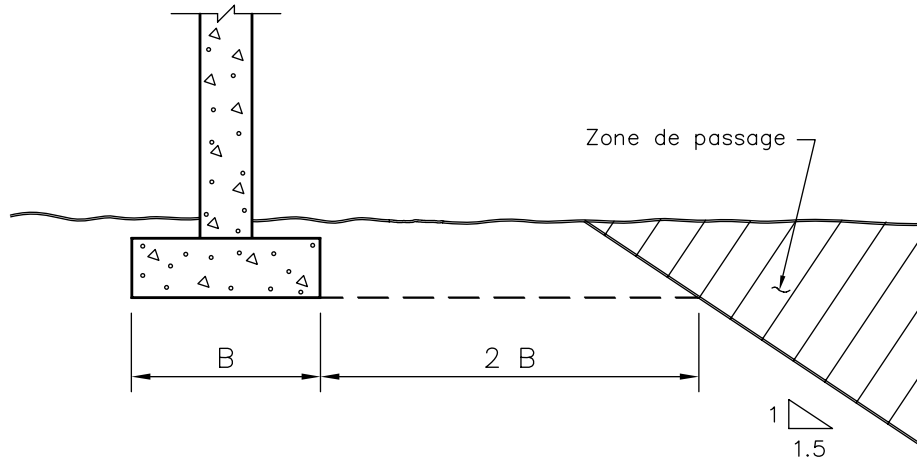


Figure 17.2-3 Zone de passage d'un conduit ou d'un groupe de conduits près d'une pile

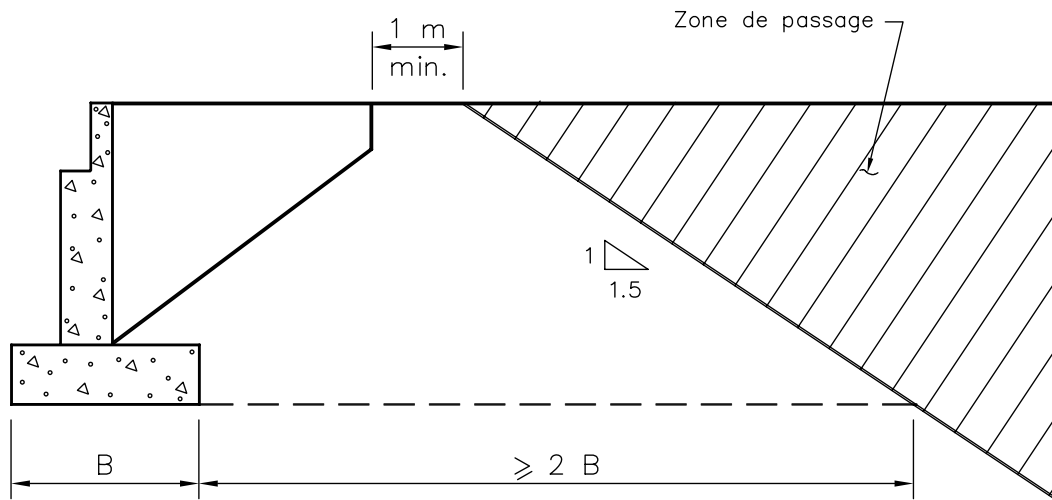


Figure 17.2-4 Zone de passage d'un conduit ou d'un groupe de conduits à l'arrière d'une culée

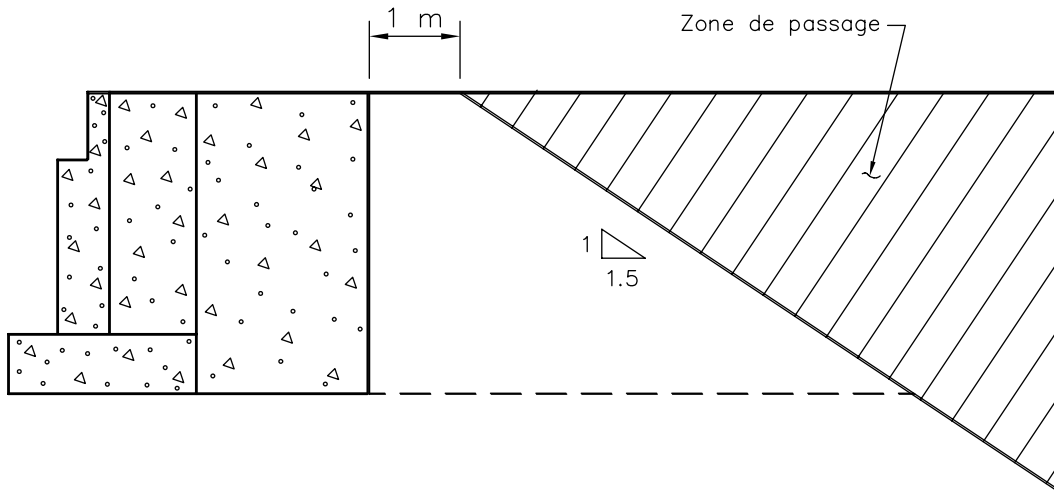


Figure 17.2-5 Zone de passage d'un conduit ou d'un groupe de conduits au bout d'un mur

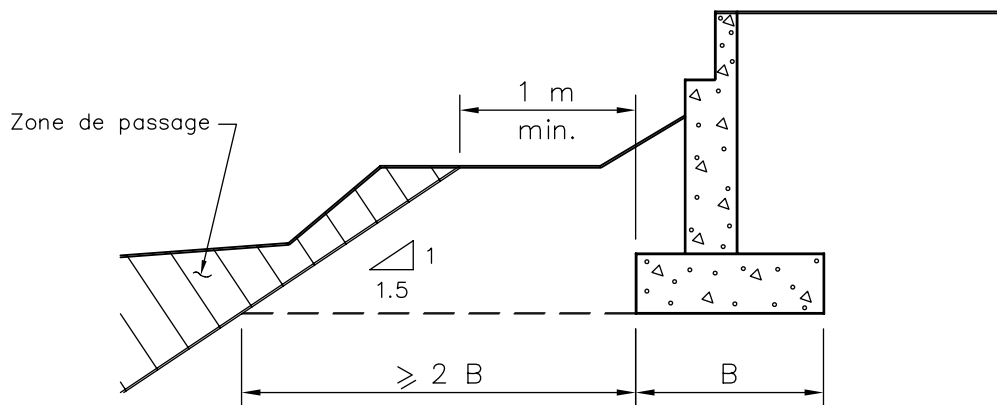


Figure 17.2-6 Zone de passage d'un conduit ou d'un groupe de conduits à l'avant d'une culée

CHAPITRE 18

DOCUMENTS

TABLE DES MATIÈRES

18.1	DOCUMENTS PRÉLIMINAIRES	18-1
18.1.1	Préparation des documents	18-1
18.1.2	Utilisation des documents	18-2
18.2	PLANS	18-3
18.2.1	Format	18-3
18.2.2	Numéro de plan	18-3
18.2.3	Modèle	18-3
18.3	DEVIS SPÉCIAL	18-4
18.3.1	Généralités	18-4
18.3.2	Articles du devis spécial	18-5
18.3.3	Numérotation	18-5
18.3.4	Devis spécial type	18-6
18.3.5	Annexes au devis spécial	18-6
18.4	BORDEREAU D'ESTIMATION	18-9
18.5	BORDEREAU DE SOUMISSION	18-10

18.1 DOCUMENTS PRÉLIMINAIRES

18.1.1 Préparation des documents

Lors de la conception d'un projet de pont, il faut préparer les documents préliminaires comprenant 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 plans détaillés de l'ouvrage.

18.1.1.1 Plan préliminaire

Le plan préliminaire comprend une page frontispice portant la mention « préliminaire », sur laquelle apparaissent le plan de localisation, la liste des feuillets, la description générale et les agréments techniques et administratifs, un plan d'ensemble et si nécessaire, un plan de topographie.

Le plan d'ensemble préliminaire est préparé suivant le format et avec le cartouche du modèle exigé par le Ministère. Une fois complété, ce plan est transmis aux unités administratives concernées pour commentaires et acceptation.

Le plan d'ensemble préliminaire 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.

18.1.1.2 Estimation préliminaire

L'estimation préliminaire est la liste détaillée, mais avec des quantités approximatives, de chaque partie de l'ouvrage, comme l'estimation du coût du pont.

18.1.1.3 Rapport d'étude préliminaire

Un rapport d'étude préliminaire justifiant le choix de la solution est aussi produit au besoin pour étayer les hypothèses et préciser les autres types de charpentes considérées et les critères (fondations, matériaux, coût, esthétique, etc.) justifiant le choix retenu.

18.1.2 Utilisation des documents

Selon le cas, ces documents préliminaires peuvent aussi être utilisés :

- pour obtenir les commentaires d'autres unités administratives du ministère des Transports;
- 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 des Parcs, ministère de l'Agriculture, des Pêcheries et de l'Alimentation, etc.;
- pour inscrire les commentaires provenant de l'unité administrative responsable des structures.

18.2 PLANS

18.2.1 Format

De façon générale, le format ISO A1 (594 x 841 mm) est utilisé. Le support est un papier ayant les caractéristiques suivantes :

- poids = 20 lb/75.2 gr par m²;
- épaisseur = 3,3 mil;
- opacité = 59 %;
- rugosité (Sheffield Smoothness) = 170;
- brillance = 95.

18.2.2 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 des structures à la Direction territoriale concernée.

18.2.3 Modèle

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.).

On peut se procurer un exemplaire du modèle de la page frontispice, de la topographie et des autres plans auprès de la Direction des structures.

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 apparaître 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.

18.3 DEVIS SPÉCIAL

18.3.1 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 MTQ. 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.

18.3.2 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. La référence au CCDG n'est pas inscrite au devis spécial, après le titre de chaque article.

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.

18.3.3 Numérotation

Chaque document de soumission reçoit un numéro donné par l'unité administrative responsable des structures pour chaque ouvrage.

	Document n°
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 tels 130, 131, 132, etc.

Le numéro de projet à 9 chiffres doit être indiqué sur la page titre du devis, toutes les pages de bordereau, la feuille frontispice des plans et dans toute correspondance. On indique aussi le numéro de dossier à 10 chiffres, sous la forme XXXX-XX-XXXX, lorsqu'il est disponible. Ces numéros sont attribués par la Direction territoriale concernée.

Chaque page du devis spécial doit être identifiée, au haut, par le numéro de dossier et le numéro de plan et, en bas de page, par le numéro du document et le numéro de page.

18.3.4 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 MTQ 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 standard 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 tels que le devis automatisé, la procédure d'utilisation et la liste des articles sont disponibles à la Direction des structures.

18.3.5 Annexes au devis spécial

Les annexes doivent être placées immédiatement après la page des signatures. 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 et le numéro de plan, ainsi que la pagination séquentielle du document (voir la figure 18.1).

Un devis spécial peut nécessiter l'utilisation des annexes suivantes :

Document Titre de l'annexe

A1	Doublures de coffrage
B1	Appareil d'appui en élastomère fretté
B2	Appareil d'appui en élastomère fretté – Poutre existante
B3	Appareil d'appui en élastomère fretté avec éléments glissants remplaçables
B4	Appareil d'appui à élastomère confiné remplaçable
B5	Appareil d'appui à élastomère confiné
C1	Examen non destructif des soudures
M1	Matériel de démolition autorisé
P1	Pointes pour pieux en bois et en acier en H
P2	Pointe conventionnelle pour pieu tubulaire en acier
P3	Pointe « Oslo » pour pieu tubulaire
P4	Pointe « Oslo » pour pieu en H

Plan : (1)
Dossier : (2)

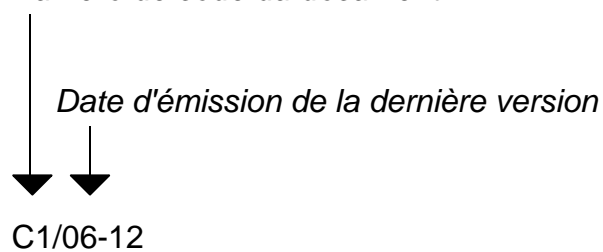
ANNEXE (3) Examen non destructif des soudures

↑
└─ Titre de l'annexe

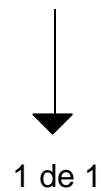
À INSCRIRE

- (1) *Le numéro de plan*
ex. : PO-AAAA-N-DDDDDSS
- (2) *Le numéro de dossier ex. : XXXX-XX-XXXX*
- (3) *Le numéro de l'annexe selon l'ordre chronologique*
- (4) *Le numéro du document pertinent au devis spécial*
ex. : 130
- (5) *Le numéro séquentiel de la pagination du devis*
ex. : 12

Numéro de code du document



Pagination propre à l'annexe



(4) - (5)

Figure 18-1 Exemple d'identification d'une annexe

18.4 BORDEREAU D'ESTIMATION

Le bordereau d'estimation est préparé à l'aide de la « Liste des prix de conception et entretien ».

Le fichier électronique de cette liste des prix estimés est disponible à la Direction 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 formules V423B et V424B « 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 formules V423B et V424B.

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 la « Liste et prix des ouvrages d'infrastructures de transport ». La désignation des ouvrages et l'unité de mesure pour leur paiement se réfèrent au CCDG; les autres données sont extraites du système 0079 « Gestion des marchés de construction ».

Un ouvrage qui ne figure pas dans cette liste ou dans la « Liste des ouvrages d'infrastructures de transport » est enregistré sous un code universel 9000XX, où XX est le code d'unité de mesure.

Sous le titre « art. bord. », on numérote selon un ordre croissant chaque partie d'ouvrage, en utilisant une numérotation à 3 chiffres à partir de 001.

Les parties d'ouvrage possédant des caractéristiques différentes telles que les pieux, le béton, les joints, etc., doivent être séparées selon leurs caractéristiques ou selon la partie de l'ouvrage à laquelle elles appartiennent, pour éviter toute ambiguïté; ces additions sont inscrites à la suite de la désignation de l'ouvrage :

- Pieux de 500 kN, mat. + enf., culée 3
- Essai dynamique, pile 2
- Appareils d'appui en élastomère fretté 300 x 600 x 25
- Joint de tablier à une garniture en élastomère, culée ouest

Lorsqu'une désignation implique un choix entre plusieurs éléments, il faut indiquer seulement l'élément approprié.

Les coûts des parties d'ouvrage de faible valeur (moins de 500 \$) tels que les joints dans le béton, etc., peuvent être inclus à d'autres postes importants, avec mention correspondante au devis spécial.

18.5 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 formules V423A et V424A « 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 qu'on ne répète pas dans les désignations d'ouvrages du bordereau de soumission les explications entre crochets du bordereau d'estimation.

Pour les besoins du traitement informatique, seuls les champs nécessitant l'inscription du prix unitaire et du coût total doivent être laissés libres sur le « Bordereau des quantités et des prix – Soumission »; on doit inscrire une ligne pointillée dans les autres champs libres.

Les prix unitaires de certains ouvrages sont fixés par le Ministère dont les suivants :

- Isolation (RSI 0,40 par couche)
- Abri de type 2 ou 3
- Chauffage du béton en place
- Chauffage des constituants
- Refroidissement des constituants

CHAPITRE 19

PROCÉDURES ADMINISTRATIVES

TABLE DES MATIÈRES

19.1	PROCÉDURE D'ACCEPTATION DE CONCEPT PAR LA DIRECTION DES STRUCTURES	19-1
19.1.1	Généralités	19-1
19.1.2	Demande d'approbation de concept	19-1
19.1.3	Structures visées par la procédure d'acceptation de concept	19-2
19.2	NOTE DE CALCULS	19-3
19.2.1	Présentation	19-3
19.2.2	Conservation	19-4
19.3	VÉRIFICATION DES PLANS ET DEVIS	19-4
19.3.1	Données du projet	19-4
19.3.2	Plan préliminaire et rapport de l'étude préliminaire	19-4
19.3.3	Calculs de conception	19-4
19.3.4	Plans et devis définitifs	19-6
19.3.5	Plans fournis par l'entrepreneur	19-6
19.3.6	Signes de vérification	19-7
19.4	SIGNATURE DES DOCUMENTS	19-7
19.4.1	Plans	19-7
19.4.2	Bordereau d'estimation	19-8
19.4.3	Devis spécial	19-8
19.5	DOCUMENT À L'INTENTION DU SURVEILLANT	19-8
19.5.1	Listes des éléments à considérer	19-8
19.5.2	Exemple de document à l'intention du surveillant	19-12
19.6	APPEL D'OFFRES	19-18
19.7	RÔLE DU CONCEPTEUR LORS DE LA RÉALISATION	19-18
19.7.1	Rôle du concepteur durant les travaux	19-18
19.7.2	Exemples du rôle du concepteur	19-19
19.8	PLAN TEL QUE CONSTRUIT	19-21
19.9	EXPLOITATION D'UN PONT	19-22
19.9.1	Manuel d'exploitation	19-22
19.9.2	Suivi d'un pont	19-22

19.10	PROCÉDURE D'ACCEPTATION DES NOUVEAUX PRODUITS PAR LA DIRECTION DES STRUCTURES	19-25
19.10.1	Présentation du dossier	19-25
19.10.2	Étude du dossier	19-26
19.10.3	Essais	19-26
19.10.4	Acceptation	19-27
19.11	MURS	19-27
19.11.1	Définitions	19-28
19.11.2	Préparation des plans et devis	19-28
19.12	PONCEAUX	19-31
19.12.1	Définitions	19-31
19.12.2	Préparation des plans et devis	19-32

19.1 PROCÉDURE D'ACCEPTATION DE CONCEPT PAR LA DIRECTION DES STRUCTURES

19.1.1 Généralités

Le concept de principaux ouvrages d'art projetés, que ce soit pour le remplacement d'un ouvrage ou l'ajout d'une nouvelle structure, doivent être soumis à la Direction 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 19.1.3. L'acceptation du concept doit être réalisée le plus tôt possible dans le processus de réalisation d'un projet soit, idéalement, à l'avant-projet préliminaire.

19.1.2 Demande d'approbation de concept

La demande d'acceptation de concept doit être adressée par la Direction territoriale au Service de la conception de la Direction 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 s'il y a diverses options possibles.

19.1.3 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 des structures sont :

- Les ponceaux dont l'ouverture est supérieure à 6 mètres.
- Les ponts de type dalle épaisse dont la portée est supérieure à 20 mètres.
- Les ponts de type dalle épaisse dont le biais est supérieur à 20°.
- Les ponts de type tablier à poutres et dalles dont la portée est supérieure à 35 mètres.
- Les ponts de type tablier à poutres d'acier dont le biais est supérieur à 20°.
- Les ponts de type acier-bois dont la portée est supérieure à 23 mètres.
- Les ponts de type tablier à poutres en béton précontraint dont le biais est supérieur à 30°.
- Tous les ponts dont l'ouverture est entre 3 et 20 mètres et qui ne sont pas des portiques ou des ponceaux de 6 mètres et moins.
- Toutes les structures non courantes dont la conception nécessite une expertise de pointe dont notamment les types d'ouvrages suivants :
 - Ponts à câbles
 - Ponts en arc
 - Ponts à poutres triangulées
 - Ponts à poutres caissons
 - Ponts à béquille
 - Ponts en courbe
 - Ponts avec culées intégrales ou semi-intégrales
 - Ponts mobiles
 - Tunnels routiers

19.2 NOTE DE CALCULS

La note de calculs 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.

19.2.1 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 calculs 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 calculs.

La page titre de la note de calculs doit comprendre le numéro de dossier, la description et la localisation de l'ouvrage, la période couverte par la note de calculs, 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.

19.2.2 Conservation

La note de calculs doit être versée au dossier de la structure.

19.3 VÉRIFICATION DES PLANS ET DEVIS

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 préliminaire et le rapport de l'étude préliminaire;
- les calculs de conception;
- les plans et devis définitifs.

19.3.1 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 hydraulique, la géométrie de l'ouvrage, les gabarits, les surcharges et les contraintes de construction.

19.3.2 Plan préliminaire et rapport de l'étude préliminaire

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.

19.3.3 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 qu'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, on considère 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 45 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 calculs 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.

19.3.4 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 calculs 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.

19.3.5 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, tel que précisé au manuel de construction et de réparation des structures, peuvent être vérifiés et visés par le concepteur ou, par le surveillant, lorsque ceux-ci sont en tous points conformes aux plans et devis.

Les plans de montage de la charpente, de batardeau, d'étalement, de soutènement temporaire et de tout autre ouvrage provisoire sont du ressort 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.

19.3.6 Signes de vérification

L'ingénieur concepteur appose ses initiales sur chaque page de sa note de calculs. 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 calculs et sur chaque page de la note de calculs du concepteur qu'il a vérifiée. Il signe et date chaque feuillet du plan et la dernière page du devis spécial.

19.4 SIGNATURE DES DOCUMENTS

Les documents préliminaires et définitifs relatifs à la conception d'un ouvrage d'art doivent indiquer les noms des personnes ayant participé au projet.

19.4.1 Plans

La page frontispice du plan doit mentionner les noms des ingénieurs et des techniciens ainsi que la date d'émission du plan.

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.

19.4.2 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.

19.4.3 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 signé et scellé par l'ingénieur concepteur, puis être signé et daté par le vérificateur.

19.5 DOCUMENT À L'INTENTION DU SURVEILLANT

Lorsqu'un ouvrage présente des difficultés particulières de réalisation, 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 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.

19.5.1 Listes des éléments à considérer

19.5.1.1 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

19.5.1.2 Particularités du projet et difficultés prévisibles

Il faut passer en revue les principaux articles du bordereau de soumission, décrire les particularités et difficultés inhérentes et mentionner les éléments qui nécessitent des plans d'atelier.

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
- Jointures mécaniques

E) Précontrainte

- Post-tension :
 - plans d'atelier
 - matériaux
 - plans et notes de calculs approuvés
 - mise en tension
 - coulis d'injection
- Prétension :
 - plans d'atelier
 - surveillance en usine
 - plans et notes de calculs 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

19.5.1.3 Calculs des quantités

Le calcul des quantités doit être fait en détail.

19.5.2 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.



RECOMMANDATIONS AU SURVEILLANT

Dossier str. : P-99999
Projet n° : _____
Municipalité : _____
MRC : _____
CEP : _____

Construction d'un pont sur la route 999
au-dessus de la rivière Blanche

Préparé par : _____, ing.
Service

Direction des structures

Ville, date

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 2 fois le diamètre du pieu. L'importance des charges à transmettre nous a fait opter pour cette solution.

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 préférablement 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. Ces quantités sont donc approximatives.

Toutes les autres quantités sont calculées selon les dimensions indiquées aux plans.

19.6 APPEL D'OFFRES

Pour ne pas fausser le jeu des soumissions durant la période d'appel d'offres, on doit 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.

19.7 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.

19.7.1 Rôle du concepteur durant les travaux

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.

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 calculs conformément à l'article 6.6 du CCDG et aux spécifications de la section 19.3.5 avant de les retourner au surveillant.

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.

Le concepteur assiste généralement le surveillant lors de la réalisation de certaines étapes des travaux telles que 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 territoriale.

19.7.2 Exemples du rôle du concepteur

À titre d'information complémentaire, les exemples suivants explicitent le rôle du concepteur à différentes étapes de la construction.

19.7.2.1 Fondations

Si la nature du sol de fondation rencontré ne correspond pas à celle prévue aux plans, le concepteur doit en être avisé. Le surveillant peut transmettre les plans d'ouvrages provisoires, batardeaux, soutènement temporaire, etc., au concepteur à titre informatif.

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.

19.7.2.2 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.

19.7.2.3 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; il 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.

19.7.2.4 Charpente métallique

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.

19.7.2.5 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'appuis 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 à l'aise avec l'un ou l'autre de ces documents.

19.8 PLAN TEL QUE CONSTRUIT

Le plan « tel que construit » représente l'ouvrage tel qu'il existe immédiatement après sa réalisation. Ce plan, réalisé par le surveillant, doit être transmis à titre d'information au concepteur par la Direction territoriale responsable du projet.

Ce plan comprend :

- les feuillets originaux non modifiés du plan « soumission – construction », portant l'estampille « tel que construit »;
- les feuillets originaux modifiés et annotés d'ajouts du plan « soumission – construction », portant l'estampille « tel que construit »;
- les feuillets reproduits par un système de dessin assisté par ordinateur et indiquant les modifications et annotations d'ajouts au plan « soumission – construction », portant l'estampille « tel que construit »;
- les feuillets des plans d'atelier montrant les détails des travaux concernés, tels qu'approuvés et tels qu'exécutés, portant l'estampille « tel que construit »;
- les feuillets additionnels portant l'estampille « tel que construit » reproduits par un système de dessin assisté par ordinateur (ces feuillets sont créés parce que faute d'espace, les modifications et les annotations d'ajouts ne peuvent être transcrites sur leur feuillet respectif).

Le but du plan « tel que construit » est d'indiquer avec précision les détails utiles des ouvrages construits, particulièrement les parties cachées et/ou les modifications apportées lors de l'exécution qui peuvent influencer l'entretien, la réparation ou une réfection éventuelle. Les éléments prévus (projetés) et non réalisés ne doivent pas apparaître sur les plans « tel que construit ».

La qualité d'un plan « tel que construit » dépend en tout premier lieu de la fiabilité et de la pertinence des instructions et des annotations recueillies par le surveillant des travaux. Celles-ci sont transcrites, par ce dernier, sur les feuillets électroniques (AUTOCAD.dwg) du plan « soumission – construction », ainsi que des plans d'atelier de façon à en permettre la conservation, l'impression et la numérisation.

La confection du plan « tel que construit » doit satisfaire aux exigences spécifiées dans le document « Gestion des plans de structures » de la Direction des structures.

19.9 EXPLOITATION D'UN PONT

19.9.1 Manuel d'exploitation

Lorsqu'un pont est à caractère particulier ou comporte des équipements de pont de types non courants tels que 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, ou autres, un manuel d'exploitation doit être élaboré par le concepteur et conservé au dossier de ce pont.

19.9.2 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 des structures pour être consignée au dossier de structure du pont concerné.

19.9.2.1 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.

Par contre, pour les ponts faisant l'objet d'un suivi du fléchissement à long terme et décrit à l'article suivant, le relevé doit plutôt se faire selon les prescriptions indiquées à cet article.

19.9.2.2 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, tel que mentionné.

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 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, 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.

19.9.2.2.1 Repères et précision

Comme il importe que 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.

19.9.2.2.2 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.

19.9.2.2.3 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.

19.9.2.2.4 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 le plan du pont.

Après chaque relevé, le plan est mis à jour et est classé au dossier du pont.

19.10 PROCÉDURE D'ACCEPTATION DES NOUVEAUX PRODUITS PAR LA DIRECTION DES STRUCTURES

La procédure d'acceptation des nouveaux produits par la Direction des structures établit les règles concernant la reconnaissance d'un nouveau produit ou procédé relatives aux spécifications techniques de la Direction des structures et de ce fait officialise cette reconnaissance.

La procédure d'acceptation comporte 3 étapes :

- la présentation du dossier;
- l'étude du dossier;
- les essais.

19.10.1 Présentation du dossier

L'entreprise qui veut soumettre un nouveau produit ou procédé à l'acceptation par la Direction des structures doit en assumer la conception et démontrer sa performance; de plus, elle doit constituer un dossier et le présenter à la Direction des structures du Ministère par l'intermédiaire du guichet unique de la Direction des contrats et des ressources matérielles du Ministère.

Le dossier doit contenir tous les renseignements pertinents suivants s'il y a lieu :

- la description des caractéristiques du produit ou procédé;
- les plans types (format 8 ½" X 14");
- les hypothèses et méthodes de calculs;
- un exemple de calculs;
- un devis type;
- les critères relatifs à la construction :
 - exécution
 - entreposage
 - mise en place

- l'expérience pertinente :
 - les résultats d'essais de performance
 - les cas documentés d'expériences antérieures
 - les publications techniques pertinentes

- une estimation du coût, avec les composantes incluses dans cette estimation.

Les renseignements fournis doivent être conformes aux critères de conception des ouvrages et d'exécution des travaux du Ministère.

Toute modification des caractéristiques de base du produit ou du procédé doit faire l'objet d'une demande d'acceptation distincte.

19.10.2 Étude du dossier

L'étude du dossier porte sur les caractéristiques de conception, les propriétés des matériaux, les critères de construction, la durée de vie et la facilité d'entretien.

La durée de l'étude, après réception du dossier complet, est d'au moins trois mois. Les conclusions de l'étude du dossier sont communiquées à l'entreprise qui présente le dossier.

19.10.3 Essais

Si les conclusions de l'étude du dossier sont favorables, le produit pourrait dans certains cas faire l'objet d'essais en laboratoire et/ou d'essais sur site. Le choix du type d'essai est déterminé par le Ministère.

Les coûts relatifs aux essais doivent être assumés par l'entreprise qui présente le dossier.

19.10.3.1 Essais en laboratoire

En fonction de la constitution du produit et de la nature des matériaux employés, le Ministère dresse la liste des essais nécessaires pour juger de l'aptitude du produit.

La fourniture des échantillons destinés aux essais est assumée par l'entreprise qui présente le dossier.

19.10.3.2 Essais sur site

Le produit doit faire l'objet d'essais sur site. La nature de ces essais varie selon les caractéristiques du produit et les résultats à obtenir.

Les essais sur site sont effectués dans le cadre d'un projet pilote. Ces essais doivent démontrer le bon comportement du produit ou du procédé. Pour être réalisé, ce projet pilote doit être présenté par la Direction des structures comme proposition lors d'un appel d'offres.

Le produit peut être instrumenté pour permettre le suivi de son comportement et en évaluer la performance. L'instrumentation comprend l'installation des appareils de mesure, le suivi de l'expérience, la saisie des données et l'interprétation des résultats faite par un organisme neutre et accepté par le Ministère.

Des cas documentés de produits installés dans des conditions climatiques similaires à celles du Québec et démontrant des résultats satisfaisants peuvent suppléer à l'instrumentation.

La durée des essais sur site doit être d'au moins une année, au terme de laquelle le produit doit alors satisfaire aux critères de performance établis et aux autres exigences du Ministère.

19.10.4 Acceptation

À l'issue de cette procédure, le produit est accepté par la Direction des structures et est ajouté à la liste des produits acceptés de la Direction des structures. L'acceptation demeure valide à moins de modifications dans les exigences du Ministère ou d'une évolution technique du produit.

19.11 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 Tome III – Ouvrages d'art, chapitre 5, « Murs » des normes du Ministère dans le tableau intitulé « Sélection des murs de soutènement ».

19.11.1 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 des structures et qui peut être utilisé directement en respectant les exigences du Tome III – Ouvrages d'art, chapitre 5, « Murs » 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 des Transports géré par la Direction des contrats et des ressources matérielles. 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.

19.11.2 Préparation des plans et devis

La direction territoriale a la responsabilité de la conception et de la préparation des plans et devis de tout projet de mur de soutènement.

La direction territoriale peut préparer les plans et devis de tout mur de soutènement prédimensionné ou homologué.

Un mur en voie d'homologation peut être présenté par le Ministère comme autre proposition lors d'un appel d'offres.

Pour un projet où la surface apparente du mur est inférieure à 150 m², il faut préparer les plans et devis pour le mur de la liste qui convient le mieux au projet.

Pour les autres projets, il faut préparer les plans et devis pour tous les murs prédimensionnés ou homologués qui conviennent au projet. Si un autre type de mur semble être une solution acceptable et économique, les plans et devis pour ce mur doivent être préparés par la Direction 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 inclus à la liste et l'ajouter au projet comme autre proposition.

19.11.2.1 Conception

A) Mur homologué

Les plans et devis d'un mur homologué doivent contenir les données de conception permettant à l'entrepreneur d'élaborer la note de calculs 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
- 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
 - 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 sur le 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

Trois semaines avant le début de la fabrication ou de la construction du mur, l'entrepreneur doit soumettre cinq copies des plans d'atelier ainsi que deux copies de la note de calcul de l'ouvrage, signés et scellés par un ingénieur et vérifiés par un autre ingénieur.

Les plans d'atelier 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 Tome III – Ouvrages d'art, chapitre 5 « Murs » des normes du Ministère.

C) Autres murs inclus à la liste

Pour tous les autres murs inclus à la liste, les plans et devis fournissant toutes les données nécessaires à la construction de l'ouvrage sont préparés par la Direction des structures ou une firme de consultants compétente dans ce domaine.

19.11.2.2 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 ne doit soumissionner que sur l'une des options.

- Option 1 « Mur _____ »
- Option 2 « Mur _____ »
- Option x « Etc. »

Pour certains types de mur, le paiement est effectué au mètre de mur afin de mettre en compétition des options équivalentes, compte tenu par exemple, de la fiche requise qui peut être différente selon les murs retenus. Dans ce cas, le bordereau de soumission comprend un seul article, « mur de soutènement », sans préciser le type de mur. Il s'agit généralement des ouvrages de type murs homologués que l'on retrouve dans le tableau intitulé « Sélection des murs de soutènement » au Tome III – Ouvrages d'art, chapitre 5, « Murs » des normes du Ministère.

Pour les autres types de murs, le paiement est effectué en tenant compte des matériaux utilisés et de la complexité de l'ouvrage à réaliser.

19.12 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 Tome III – Ouvrages d'art, chapitre 4, « Ponceaux » des normes du Ministère, dans le tableau intitulé « Sélection des ponceaux ».

19.12.1 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 des structures et qui peut être utilisé en complétant les plans types disponibles.

Ponceau homologué

Ponceau ayant obtenu le statut de produit homologué dans le cadre du programme d'homologation « Ponceau HOM 5620-100 » du ministère des Transports géré par la Direction des contrats et des ressources matérielles. 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.

19.12.2 Préparation des plans et devis

La direction territoriale a la responsabilité de la conception et de la préparation des plans et devis de tout projet de ponceau.

La direction territoriale peut préparer les plans et devis de tout ponceau prédimensionné ou homologué.

Un ponceau en voie d'homologation peut être présenté par le Ministère comme autre proposition lors d'un appel d'offres.

Il faut préparer les plans et devis pour tous les ponceaux prédimensionnés ou homologués qui conviennent au projet. Si un autre type de ponceau semble être une solution acceptable et économique, les plans et devis pour ce ponceau doivent être préparés par la Direction des structures ou une firme de consultants compétente dans ce domaine.

19.12.2.1 Conception

A) Ponceau homologué

Les plans et devis d'un ponceau homologué doivent contenir les données de conception permettant à l'entrepreneur d'élaborer la note de calculs 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 parafeuille
- 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
- les caractéristiques des matériaux de remplissage
- le devis spécial spécifique au projet

Trois semaines avant le début de la fabrication ou de la construction du ponceau, l'entrepreneur doit soumettre cinq copies des plans d'atelier et deux copies de la note de calcul de l'ouvrage, signés et scellés par un ingénieur et vérifiés par un autre ingénieur.

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 », ou au Volume 2 du « Manuel de conception des structures ».

C) Autres ponceaux inclus à la liste

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 des structures ou une firme de consultants compétente dans ce domaine.

19.12.2.2 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 ne doit soumissionner que sur l'une des options.

- Option 1 « Ponceau _____ »
- Option 2 « Ponceau _____ »
- Option x « Etc. »

A N N E X E A

DESSIN ASSISTÉ PAR ORDINATEUR

TABLE DES MATIÈRES

1	LOGICIEL DE DESSIN	A-1
2	TYPES DE LIGNES	A-1
3	VARIABLES DE SYSTÈME	A-1
4	COULEURS	A-2
5	COUCHES	A-3
6	NOM DE FICHER	A-5
7	STYLE ET FONTE UTILISÉS	A-5
8	TEXTE	A-5
9	TITRE	A-5
10	ÉCHELLE	A-5
11	DÉTAILS	A-6
12	RENVOI SUR UNE AUTRE FEUILLE	A-6
13	COUPES	A-6
14	ESPACE ENTRE LES CHIFFRES	A-6
15	SIGNE DÉCIMAL	A-6
16	UNITÉS	A-6
17	ÉLÉVATION	A-7
18	CHAÎNAGE	A-7
19	COORDONNÉES	A-7
20	LOCALISATION DE LA COTE	A-7
21	DIMENSIONS D'UNE SECTION	A-7
22	PENTE	A-7
23	DIAMÈTRE	A-7
24	SECTION CARRÉE	A-8
25	RAYON	A-8
26	HACHURES	A-8
27	CODIFICATION DE L'ARMATURE	A-8
28	DISTANCE ENTRE LES BARRES D'ARMATURE SUR LE DESSIN	A-9
29	EXEMPLE DE BORDEREAU D'ARMATURE	A-10

INTRODUCTION

L'annexe A « Dessin assisté par ordinateur » définit les règles en usage à la Direction des structures concernant le dessin assisté par ordinateur.

Un fichier électronique de dessins types est disponible à la Direction des structures.

Ces dessins types doivent être modifiés pour être adaptés à un projet, mais la plupart peuvent être utilisés tels quels.

1 LOGICIEL DE DESSIN

Le logiciel de dessin utilisé à la Direction des structures est AutoCAD.

Fichiers de départ : (inclus dans le fichier électronique des dessins types)

- structure2002.dwt (prototype structure)
- structure2002.ctb (pour impression finale)

2 TYPES DE LIGNES

Le tableau 1 présente les 5 types de lignes utilisées en dessin à la Direction des structures et le numéro de référence qui leur est associé.

Tableau 1 Types de lignes

EXEMPLE	TYPE	NUMÉRO
_____	CONTINUOUS	0
-----	CACHÉE *	2
-----	CACHÉEX3 *	3
____-____	CENTER	5
____-____-____	CENTER PETIT *	9
* Type de ligne particulier à la Direction des structures		

3 VARIABLES DE SYSTÈME

Certaines variables sont prédéfinies par le logiciel AutoCAD et peuvent être modifiées selon les besoins.

La liste des variables modifiées en vigueur à la Direction des structures et leur valeur correspondante sont données au tableau 2. Les autres variables ont les valeurs par défaut attribuées par le logiciel AutoCAD.

Tableau 2 Variables de système

NOM DE LA VARIABLE	VALEUR	NOM DE LA VARIABLE	VALEUR
ANGBASE	0d	DIMTIX	0
ANGDIR	0	DIMTM	0.0000
APERTURE	5	DIMTOFL	0
AUNITS	1	DIMTOH	0
AUPREC	4	DIMTOL	0
DIMALT	0	DIMTP	0.0000
DIMALTD	2	DIMTSZ	0.0000
DIMATLF	25.4000	DIMTVP	0.0000
DIMASO	0 ou 1	DIMTXT	3.0000
DIMASZ	2.5000	DIMZIN	0
DIMCEN	-3.0000	EXPERT	0
DIMDLE	0.0000	FILLMODE	1
DIMDLI	10.0000	HIGHLIGHT	1
DIMEXE	1.5000	LTSCALE	16.0000
DIMEXO	2.0000	LUNITS	2
DIMLFAC	1.0000	LUPREC	4
DIMLIM	0	MEASUREINIT	1
DIMRND	0.0000	MEASUREMENT	1
DIMSAH	0	MENUECHO	0
DIMSCALE	1.0000	MIRRTEXT	0
DIMSE1	0	PDMODE	3
DIMSE2	0	PDSIZE	0.0000
DIMSHOD	1	PICKBOX	5
DIMSOX	0	QTEXTMODE	0
DIMTAD	1	REGENMODE	1
DIMTIH	0		

4 COULEURS

Les dessins courants utilisent 7 couleurs identifiées chacune par un numéro.

Pour fin de traçage, à chaque couleur correspond une épaisseur de trait.

Le tableau 3 établit les correspondances relatives à ces couleurs.

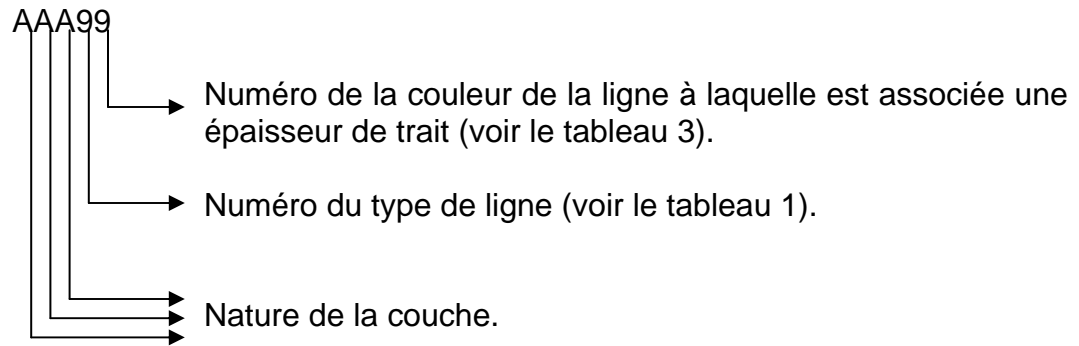
Tableau 3 Correspondance entre la couleur et l'épaisseur du trait

COULEUR	NUMÉRO DE COULEUR	ÉPAISSEUR DE TRAIT
Rouge	1	0,50 mm
Jaune	2	0,35 mm
Vert	3	0,35 mm
Cyan	4	0,35 mm
Bleu	5	0,25 mm
Magenta	6	0,70 mm
Blanc	7	0,50 mm

5 COUCHES

Toutes les lignes dessinées à l'aide du logiciel AutoCAD doivent appartenir à une couche spécifique. Ainsi on regroupe sur une même couche les dessins de même type tels que les formes, les armatures, les dimensions, les axes, etc.

Le nom de la couche doit être significatif et la syntaxe doit respecter le format suivant :



Deux couches font exception à cette règle : la couche « cadre » qui contient le bloc « pcadre » et la couche « carto » qui contient le bloc « pcarto ». Le nom ne respecte pas la syntaxe établie pour montrer que chacune de ces couches contient un bloc formé de plusieurs types de lignes et de couleurs. Par contre, lors de la définition d'une de ces couches, on spécifiera une ligne de type « continuous » et de couleur blanche.

Le tableau 4 illustre les différentes couches utilisées à la Direction des structures. Pour des besoins spécifiques, d'autres couches peuvent être créées.

Tableau 4 Couches

COUCHE	DESCRIPTION	TYPE DE LIGNE (N°)	COULEUR (N°)	LARGEUR DE TRAIT (mm)
<u>Formes projetées</u>				
FOR06 FOR01	Toutes les formes	CONTINUOUS (0)	Magenta (6)	0,70
FOR21 FOR31	Toutes les formes (cas exceptionnel) Ligne cachée Ligne cachée (cas exceptionnel)	CONTINUOUS (0) CACHÉE (2) CACHÉEX3 (3)	Red (1) Red (1) Red (1)	0,50 0,50 0,50
<u>Formes existantes</u>				
EXi05 EXi25	Forme et armature Ligne cachée	CONTINUOUS (0) CACHÉE (2)	Blue (5) Blue (5)	0,25 0,25
<u>Armature</u>				
ARM07 ARM02	Armature Armature (cas exceptionnel)	CONTINUOUS (0) CONTINUOUS (0)	White (7) Yellow (2)	0,50 0,35
<u>Dimensions</u>				
DIM03	Cotes	CONTINUOUS (0)	Green (3)	0,35
<u>Texte</u>				
TXT06 TXT01 TXT04	Titre principal Titre secondaire Texte (notes)	CONTINUOUS (0) CONTINUOUS (0) CONTINUOUS (0)	Magenta (6) Red (1) Cyan (4)	0,70 0,50 0,35
<u>Hachures</u>				
HAT04 HAT05	Hachure (cas exceptionnel) Hachure	CONTINUOUS (0) CONTINUOUS (0)	Cyan (4) Blue (5)	0,35 0,25
<u>Axe</u>				
AXE57 AXE92	Ligne d'axe Ligne d'axe des détails	CENTER (5) CENTER PETIT (9)	White (7) Yellow (2)	0,50 0,35
<u>Cadre et cartouche</u>				
CADRE	Bloc pcadre	Différents types	Différentes couleurs	Différents Diamètres
CARTO	Bloc pcarto	Différents types	Différentes couleurs	Différents Diamètres
Bien que le bloc contienne plusieurs types de lignes et plusieurs couleurs, la couche sera définie comme « CONTINUOUS » et « white ».				

6 NOM DE FICHER

Le nom de fichier du plan final a la forme suivante :

Numéro de dossier, tiret, numéro de feuille, point, suffixe « dwg ».

Exemple : 16092-01.dwg

7 STYLE ET FONTE UTILISÉS

Le nom du style utilisé pour le texte se nomme STANDARD. Ce style est défini avec la fonte SIMPLEX.

8 TEXTE

Tout le texte sur les plans, à l'exception des unités, est en lettres majuscules et accentuées.

Selon le type de texte, la hauteur des lettres est de :

Titre principal :	5 mm
Titre secondaire :	4 mm
Texte :	3 mm (exceptionnellement 2,5 mm)
Cote :	3 mm (exceptionnellement 2,5 mm)
Numéro de feuille :	4 mm
Bordereau :	2,5 mm

9 TITRE

Le titre a une hauteur de 5 mm et est souligné. Le soulignement est simple et dépasse de part et d'autre le texte d'une longueur équivalente à sa hauteur. Le trait est placé 2 mm sous le lettrage.

10 ÉCHELLE

Généralement, l'échelle est placée à 10 mm en dessous de la ligne de soulignement du titre. Elle débute immédiatement à droite de la dernière lettre du titre et s'indique ainsi :

TITRE

ÉCH. 1 : 100

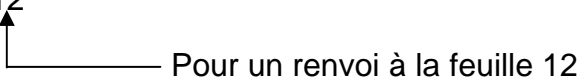
11 DÉTAILS

Les détails sont numérotés en ordre croissant sur une même feuille selon la syntaxe suivante :

DÉTAIL 1

12 RENVOI SUR UNE AUTRE FEUILLE

Le renvoi à un détail dessiné sur une autre feuille est indiqué de la façon suivante :

Voir feuille 12
 Pour un renvoi à la feuille 12

13 COUPES

Les symboles de coupe sont indiqués au dessin type 3.3.1.

Les coupes sont indiquées avec des lettres de la façon suivante :

COUPE A-A

14 ESPACE ENTRE LES CHIFFRES

Les cotes de plus de 3 chiffres ne sont pas séparées par un espace.

15 SIGNE DÉCIMAL

On utilise le point décimal.

16 UNITÉS

La note suivante est indiquée au plan :

- Les dimensions sont en millimètres.
- Les chaînages et les élévations sont en mètres.

Dans les textes et pour les autres valeurs, on indique les unités avec leurs symboles selon le système international (m, MPa, N, kN, etc.).

17 ÉLÉVATION

L'élévation, exprimée en mètres, est indiquée à 3 décimales près.

Exemple : ÉL. 123.456

18 CHAÎNAGE

Le chaînage, exprimé en mètres, est indiqué à 3 décimales près.

Exemple : CH. 3+456.789

19 COORDONNÉES

S'il y a lieu, les coordonnées sont exprimées en mètres et indiquées à 3 décimales près.

Exemples : X : 201429.843
Y : 5282450.336

20 LOCALISATION DE LA COTE

De façon générale, la dimension est placée au-dessus de la ligne de cote.

21 DIMENSIONS D'UNE SECTION

Pour le dimensionnement des pièces en acier, se référer au « Handbook of Steel Construction » publié par l'Institut Canadien de la construction en acier.

22 PENTE

La pente s'indique par le rapport de la distance verticale à la distance horizontale. Si l'angle de la pente est inférieur à 45° , le premier nombre est égal à 1. Dans les autres cas, c'est le second nombre qui est égal à 1.

Exemples : Talus de 1:4
Coupe de roc 5:1

23 DIAMÈTRE

On ajoute le symbole \emptyset pour indiquer le diamètre d'un cercle.

Exemple : $\emptyset 25$

24 SECTION CARRÉE

On ajoute le symbole \square pour indiquer une section carrée.

Exemple : \square 25

25 RAYON

Le rayon est indiqué de la façon suivante :

$R = 15$

26 HACHURES

Les différents types de hachures sont les suivants :

DESCRIPTION	TYPE DE HACHURE
Démolition	ANSI31
Béton	AR-CONC
Acier	ANSI32
Roc	EARTH à 45°
Terrain	ANSI31
Coussin de support	AR-SAND
Coussin de propreté	AR-SAND
Pavage	Surface pleine

Note : La densité des hachures doit être facilement visible, sans nuire à la compréhension du dessin.

27 CODIFICATION DE L'ARMATURE

A- Plans avec bordereau

Chaque barre d'armature est identifiée par une ou deux lettres suivies d'un numéro. Les lettres indiquent la partie de la structure dans laquelle la barre est placée. La numérotation est par ordre croissant et commence généralement par le chiffre 1.

Pour distinguer les barres d'armature des semelles, des culées, des piles, etc., on peut utiliser une numérotation à 3 chiffres, le premier chiffre faisant référence à la numérotation de l'élément sur les plans. Au dessin, on ne donne que l'identification et l'espacement.

LETTRE	PARTIE DE LA STRUCTURE
A	Mur en retour
D	Dalle et dalle de transition
P	Pile et poutre
C	Culée
S	Semelle
GL	Glissière
GR	Chasse-roue
T	Trottoir
R	Diaphragme
M	Mur

Exemples : Dalle : D1 @ 300
 Pile n° 2 : P201 @ 300
 Pile n° 3 : P301 @ 300

Pour les semelles, les culées et les piles identiques dessinées sur une même feuille de plan, on n'utilise qu'une série de numéros pour identifier les barres d'armature.

Dans des cas exceptionnels où l'on doit faire référence à une barre, écrire Barre N° XX si le mot barre est nécessaire.

Exemples : Support barre No 15
 Trou pour barre No 25

B- Croquis et dessins normalisés

Chaque barre d'armature est identifiée par une lettre suivie d'un numéro, la grosseur de la barre et son espacement. Dans certains cas, on peut omettre la lettre suivi du numéro pour identifier une barre.

Exemples : T1 No 15 @ 250
 No 25 @ 200

28 DISTANCE ENTRE LES BARRES D'ARMATURE SUR LE DESSIN

La distance centre à centre entre deux lignes, soit une ligne de forme et une ligne d'armature ou deux lignes d'armature, est d'au moins 1 mm en grandeur réelle.

Le rayon d'une barre d'armature en section transversale est de 0,35 mm en grandeur réelle.

29 EXEMPLE DE BORDEREAU D'ARMATURE

BORDEREAU D'ARMATURE								
IDENTIF.	TYPE	A	B	C	LONGUEUR (mm)	NO	NOMBRE	MASSE (kg)
A1	1				4000	15	4	25
* A14	2	2000 @ 2500	400 @ 450		2400 @ 2950	20	2 x 5	63
C2	2	1000	500		1500	20	8	28
G GR1	1				5000	15	10	79
Armature galvanisée							Total : 79 kg	
Armature sans protection							Total : 116 kg	
Acier d'armature nuance 400W G = Acier d'armature galvanisée * signifie « X » groupes de « N » barres variant de Lmin. à Lmax.								

Dans cet exemple, toutes les barres d'armature du bordereau doivent être de nuance 400W; la lettre G en marge du bordereau identifie les barres qui doivent être galvanisées. Le total du bordereau distingue l'armature galvanisée de l'armature sans protection.