

MANUEL D'INSPECTION DES STRUCTURES

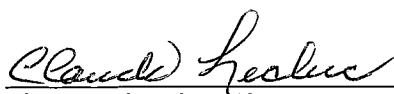
Instructions techniques

DÉCEMBRE 2004

Dépôt légal - 2005
Bibliothèque nationale du Québec
Bibliothèque nationale du Canada

La présente confirme que suite à une revue, le directeur de la Direction des structures, le chef du Service entretien et les chefs de section approuvent cette nouvelle édition.

Édition décembre 2004



Claude Leclerc, ing.
Chef de service – Service entretien

2004-12-17

Date



Guy Richard, ing.
Directeur – Direction des structures

2004/12/17

Date

MISE À JOUR

MÉMO DE MISE À JOUR
MANUEL D'INSPECTION DES STRUCTURES Instructions techniques

Date : Décembre 2004

Nouvelle édition

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

SECTION	RETIRER Page	AJOUTER Page	REMARQUES
Chapitre 1	Table des matières Au complet	Feuille d'approbation Table des matières (n'est plus fournie) Au complet	Harmonisation de la nomenclature avec les autres manuels des structures, codes et normes. Corrections mineures. Nouvelle mise en page.
Chapitre 2	Au complet	Au complet	Modifications pour tenir compte des dernières versions du système de gestion des structures SGS-5016 relatives à l'inventaire. Suppression du type 92 « Passerelle ». Le type 91 « Pont mobile » devient le type 85. Harmonisation des références avec les dernières versions des autres systèmes et de la nomenclature avec les autres manuels des structures, codes et normes. Corrections mineures. Nouvelle mise en page. Section 2.1 : Ajout de la définition d'un tunnel. Section 2.2.1 : Suppression de la description de l'identification des structures à 15 chiffres. Ajout du pont à caractère stratégique. Modification dans les indices de gestion relatifs à la disponibilité pour les murs, les passages à piétons et au chemin de fer. Ajout de type de sous-route dans le tableau de codification des sous-routes. Section 2.3.3 : Ajout de la possibilité d'indiquer la réévaluation de la capacité portante d'une structure. Section 2.4.1 : Précision apportée dans la définition d'une longueur de tablier. Sections 2.4.3 : Ajout du champ de la valeur à neuf d'une structure. Suppression de la liste de la valeur à neuf des types de structures. Section 2.6.2 : Ajout de types de dispositifs de retenue.

SECTION	RETIRER Page	AJOUTER Page	REMARQUES
			Section 2.9.1 : Ajout du champ pour l'expertise de dalle. Section 2.9.3 : Ajout de types de coordonnées de localisation. Section 2.9.5 : Ajout du champ de la limite de vitesse à un pont. Section 2.9.7 : Ajout du champ de la valeur à neuf d'un mur ou d'un tunnel. Section 2.9.8 : Ajout du champ « Propriétaire de la structure ». Section 2.10.2 Ajout des champs pour la déficience des structures selon l'état et la fonctionnalité. la liste de la valeur des types de structures se retrouve sur le site de la Direction des structures. Modification des figures 2.2-1, 2.4-1, 2.4-2, 2.5-2, 2.5-7, 2.6-1, 2.6-2, et 2.6-7. Ajout des figures 2.6-5 et 2.6-6.
Chapitre 3	Au complet	Au complet	Harmonisation de la nomenclature avec les autres manuels des structures. Nouvelle mise en page. Modification des figures 3.3-3 et 3.3-5.
Chapitre 4	Au complet	Au complet	Harmonisation de la nomenclature avec les autres manuels des structures. Nouvelle mise en page.
Chapitre 5	Au complet	Au complet	Harmonisation de la nomenclature avec les autres manuels des structures. Nouvelle mise en page.
Chapitre 6	Au complet	Au complet	Section 5.1 : Correction de la définition d'un remblai d'approche. Modification de la figure 5.2-1. Harmonisation de la nomenclature avec les autres manuels des structures. Corrections mineures. Nouvelle mise en page.
Chapitre 7	Au complet	Au complet	Section 6.4.1 : Ajout des séismes dans les sollicitations imprévues. Harmonisation de la nomenclature avec les autres manuels des structures. Corrections mineures. Nouvelle mise en page. Modification de la figure 7.2-1.
Chapitre 8	Au complet	Au complet	Harmonisation de la nomenclature avec les autres manuels des structures. Corrections mineures. Nouvelle mise en page. Section 8.3 : Ajout d'un défaut relatif au remplissage d'un dalot de joint. Modification de la figure 8.2.
Chapitre 9	Au complet	Au complet	Harmonisation de la nomenclature avec les autres manuels des structures. Corrections mineures. Nouvelle mise en page.

SECTION	RETIRER Page	AJOUTER Page	REMARQUES
Chapitre 10	Au complet	Au complet	Section 9.6.1 : Précision dans la définition d'un diaphragme porteur. Modification de la figure 9.6. Harmonisation de la nomenclature avec les autres manuels des structures. Corrections mineures. Nouvelle mise en page. Section 10.2.3 : Précision dans la définition d'un platelage en bois. Section 10.3 : Modification dans la liste des types de surface de roulement et ajout de matériaux granulaires. Section 10.5 : La distance d'inspection des approches passe de 30 à 10 mètres. Précisions apportées à l'approche relatives aux défauts de l'accotement et des bordures. Section 10.6 : Utilisation du terme « système de drainage » au lieu de « drains de tablier » lorsque des systèmes de drainage en général sont mentionnés. Ajout de la définition de drainage. Ajout des défauts des rigoles. Modification des figures 10.2-1, 10.2-2 et 10.5-4. Ajout de la figure 10.5-3.
Chapitre 11	Onglet	Onglet (n'est plus fourni)	Corrections mineures. Nouvelle mise en page.
	Au complet	Au complet	Ajout de la figure 11.1-2.
Chapitre 12	Au complet	Au complet	Nouvelle mise en page.
Chapitre 13	Onglet	Onglet (n'est plus fourni)	Corrections mineures. Nouvelle mise en page.
	Au complet	Au complet	Modification de la figure 13.3.
Chapitre 14	Onglet	Onglet (n'est plus fourni)	Corrections mineures. Nouvelle mise en page.
	Au complet	Au complet	Section 14.1 : Ajout de l'interprétation de l'utilisation du panneau « passage étroit » et du panneau « 1 voie ». Ajout de la figure 14.11-7.

MISE À JOUR

MÉMO DE MISE À JOUR
MANUEL D'INSPECTION DES STRUCTURES Instructions techniques

Date : Novembre 2005

Révision 1

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

SECTION	RETIRER Page	AJOUTER Page	REMARQUES
Chapitre 1	2	2	Sections 1.2.1, 1.2.2 et 1.3.3 Corrections mineures. Section 1.3.1 : Correction mineures à la figure 1.3-4.
	4	4	
	9	9	
	13	13	
Chapitre 2	Table des matières	Table des matières	Section 2.1 : Précision apportée sur les ponts type 36 versus le ponceau type 12. Section 2.2.1 : Correction mineure. Section 2.4.1 et 2.5.2 : Modifications pour tenir compte des dernières versions du système de gestion des structures SGS-5016 relatives à la largeur carrossable souhaitable et aux types de joints de tablier. Section 2.5.1 : Correction dans la description du dégagement inférieur et à la figure 2.5-1. Section 2.6.1 : Correction dans la description de la longueur de tablier. Section 2.6.2 : Remplacement de la figure 2.6-3 ; la figure 2.6-3 devient la figure 2.6-4, la figure 2.6-4 devient la figure 2.6-5, la figure 2.6-5 devient la figure 2.6-6, la figure 2.6-6 devient la figure 2.6-7. À partir de la sections 2.7 : Renumérotation des pages. Section 2.10.1 : Ajout de l'indice patrimonial. Section 2.10.3 : Précision sur le champ « Remarque ». Ajout de la fiche d'inventaire.
	1	1	
	8	8	
	23	23	
	27	27	
	29	29	
	40	40	
	43	43	
	49 à 68	49 à 71	
Chapitre 3	4	4	Section 3.2.4 : Correction mineure. Section 3.3 : Modification des figures 3.3-1, 3.3-2, 3.3-7 et 3.3-8 afin que les croquis fassent référence à n'importe quelle pièce et non seulement à une poutre. Section 3.4.3 : Suppression de la liste des différents types de ciment Portland.
	6 et 7	6 et 7	
	13	13	
	23 et 24	23 et 24	

SECTION	RETIRER Page	AJOUTER Page	REMARQUES
Chapitre 5	3 et 4	3 et 4	Section 5.2.1 : Correction mineure. Section 5.2.2 : Déplacement de la figure 5.2-1 dans la section 5.2.1.
Chapitre 6	20 33 42	20 33 42	Section 6.3 : Corrections mineures. Sections 6.7.1 et 6.8 : Correction du titre des figures 6.7-1 et 6.8-1.
Chapitre 7	1 4	1 4	Sections 7.1 et 7.2.4: Corrections mineures.
Chapitre 8	1	1	Section 8.1 : Harmonisation de la nomenclature avec les autres manuels de la Direction des structures.
Chapitre 9	22 et 23 34 36 et 37	22 et 23 34 36 et 37	Section 9.3.3 : Ajout de la fissure due à la réaction alcali-granulat dans le texte et à la figure 9.3-5. Section 9.5.2 : Harmonisation de la nomenclature avec les autres manuels de la Direction des structures à la figure 9.5-5. Section 9.6.1 : Précision apportée dans la définition des diaphragmes non porteurs.
Chapitre 10	1 20 et 21	1 20 et 21	Section 10.2 : Corrections mineures. Section 10.4 : Précision apportée au danger que représente la configuration d'un chasse-roues et d'un trottoir devant un dispositif de retenue.
Chapitre 11	7	7	Section 11.4 : Correction de la hauteur des glissières en béton.

MANUEL D'INSPECTION DES STRUCTURES

Instructions techniques

TABLE DES MATIÈRES

CHAPITRE 1
HISTOIRE DES PONTS DU QUÉBEC

CHAPITRE 2
INVENTAIRE

CHAPITRE 3
ANALYSE DES STRUCTURES

CHAPITRE 4
HYDRAULIQUE DES PONTS

CHAPITRE 5
REMBLAI ET PROTECTION DE TALUS

CHAPITRE 6
UNITÉS DE FONDATION

CHAPITRE 7
APPAREILS D'APPUI

CHAPITRE 8
JOINTS DE TABLIER

CHAPITRE 9
SYSTÈMES STRUCTURAUX

CHAPITRE 10
TABLIER ET APPROCHE

CHAPITRE 11
DISPOSITIFS DE RETENUE

CHAPITRE 12
PROTECTION CONTRE LA CORROSION

CHAPITRE 13
PONCEAUX

CHAPITRE 14
SIGNALISATION

CHAPITRE 1

HISTOIRE DES PONTS DU QUÉBEC

TABLE DES MATIÈRES

1.1	LES SOURCES	1-1
1.2	LES PONTS EN BOIS	1-1
1.2.1	Les poutres en bois	1-2
1.2.2	Les ponts couverts	1-4
1.3	LES PONTS EN ACIER	1-7
1.3.1	Les ponts à poutres triangulées	1-7
1.3.2	Les ponts à poutres à âme pleine	1-11
1.3.3	Les ponts en arc	1-13
1.3.4	Les ponts à câbles	1-15
1.4	LES PONTS EN BÉTON	1-16
1.5	LES PONTS EN BÉTON PRÉCONTRAIT	1-17
1.6	ÉVOLUTION	1-20
	BIBLIOGRAPHIE	1-23

LISTE DES FIGURES

Figure 1.2-1	Poutre à poinçon en bois	1-2
Figure 1.2-2	Pont de Bellefeuille sur la rivière des Mille-Iles	1-4
Figure 1.2-3	Pont sur le ruisseau Vincelot à Cap-Saint-Ignace	1-4
Figure 1.2-4	Systèmes de poutres triangulées	1-5
Figure 1.3-1	Pont Turcot sur la rivière Châteauguay	1-8
Figure 1.3-2	Pont sur la rivière Jacques-Cartier à Valcartier	1-8
Figure 1.3-3	Pont sur le ruisseau Saint-Louis à Sainte-Marie-de-Monnoir	1-9
Figure 1.3-4	Pont sur la rivière Bécancour à Sainte-Julie	1-9
Figure 1.3-5	Ancien pont sur la rivière Bécancour à Saint-Sylvere	1-10
Figure 1.3-6	Pont cantilever de Québec	1-11
Figure 1.3-7	Pont sur la rivière York à Gaspé	1-12
Figure 1.3-8	Pont sur la rivière Sainte-Marguerite à Sept-Iles	1-12

Figure 1.3-9	Pont Lizotte à Deschaillons	1-14
Figure 1.3-10	Pont sur la rivière Châteauguay à Ormstown	1-14
Figure 1.3-11	Pont en arc sur la rivière Ouelle	1-14
Figure 1.3-12	Pont en aluminium sur la rivière Saguenay	1-14
Figure 1.3-13	Pont Pierre-Laporte sur le fleuve Saint-Laurent	1-15
Figure 1.3-14	Pont Papineau-Leblanc sur la rivière des Prairies	1-15
Figure 1.4-1	Pont d'étagement de l'autoroute 20 à Laurier	1-17
Figure 1.4-2	Pont sur la rivière des Pins à Saint-Philémon	1-17
Figure 1.5-1	Pont d'étagement à Sainte-Foy	1-19
Figure 1.5-2	Pont sur la rivière Kinojévis en Abitibi	1-20
Figure 1.6	Évolution des ponts d'étagement d'autoroutes	1-22

1.1 LES SOURCES

L'écrivain qui voudra écrire l'histoire des 8500 ponts actuels et des autres ponts construits au Québec depuis 300 ans devra consulter les procès-verbaux des séances du conseil municipal des 1500 municipalités de la province, les minutes des contrats signés devant notaire et les archives de plusieurs organismes gouvernementaux et privés. Jusqu'à une époque récente, les ponts, comme les routes, étaient construits par les administrations publiques locales et quelquefois par des corporations privées. D'ailleurs les ponts, à quelques exceptions près, appartiennent encore tous aux municipalités; les seules exceptions sont les dix ponts à péage sur lesquels les droits ont été abolis le 1^{er} avril 1942, les ponts interprovinciaux, les ponts construits par le gouvernement fédéral sur le fleuve Saint-Laurent, quelques ponts provinciaux importants et les ponts de sociétés privées ou d'autres ministères. Après avoir limité nos recherches à une centaine d'ouvrages d'art et à quelques publications générales, nous traitons, dans ce chapitre sur l'histoire des ponts, de l'évolution dans le temps des ouvrages construits avec les matériaux courants, c'est-à-dire le bois, l'acier, le béton armé et le béton précontraint.

Note : *Ce texte utilise le système international d'unités (SI); cependant les mesures des anciens ponts sont données suivant le système d'unités utilisé sur les plans. Le pied (pi) vaut 0.3048 m, le pouce (po) 25.4 mm; ces deux mesures de longueur sont associées avec les symboles ' et ''.*

1.2 LES PONTS EN BOIS

Les principales zones habitées de l'immense territoire du Québec se situent dans le bassin hydrographique du Saint-Laurent. Ce fleuve, qui baigne les plus importantes villes de la province, sert d'axe de colonisation et, avec ses tributaires, de moyen principal et presque unique de transport jusqu'au milieu du XIX^e siècle. Ceci explique pourquoi la construction de routes et de ponts ne constitua pas une priorité pour les pionniers.

Le chercheur peut retrouver des documents d'archives montrant l'existence de ponts en bois enjambant de petits cours d'eau sur les chemins reliant les centres de peuplement de l'époque coloniale française, soit jusqu'en 1760.

Dans « La vie quotidienne en Nouvelle-France », Raymond Douville et Jacques Casanova ont décrit l'état des routes entre Québec et Montréal à cette époque.

« En 1730, on ne dispose encore que de tronçons de route sans symétrie et sans ponts sur les ruisseaux. Les rivières importantes - il y en a une quinzaine - ne sont pas toutes pourvues de bacs. Il faut traverser en canot et prendre une autre voiture sur la rive opposée. En 1727, l'intendant Dupuy met un mois pour aller (de Québec) à Montréal et en revenir.

En 1729, le poste (de grand voyer) est accordé à l'ingénieur Jean-Eustache Lanouiller de Boisclerc. Il entreprend d'abord la reconstruction des ponts existants selon une nouvelle technique appropriée au climat. La pression de la descente des glaces au printemps prohibe l'usage de piliers au centre des cours d'eau. Il ne peut donc être question de pont sur les rivières plus larges que quarante pieds, longueur maximum des lambournes. Là où les ponts sont possibles, il faut les couvrir de planches pour les protéger contre les intempéries et contre les amoncellements de neige. »

La plus ancienne mention précise, trouvée dans « Les Anciens canadiens » de Philippe-Aubert de Gaspé, situe un pont sur la rivière du Sud, à quelques lieues à l'ouest de Saint-Thomas de Montmagny, vers 1750. La même source mentionne la construction d'un pont sur la rivière des Mères vers 1800 et sur la rivière du Sud en 1813. Les autres cours d'eau étaient franchis à gué, en canot, le cheval suivant à la nage, ou sur un bac avec voiture et cheval.

1.2.1 Les poutres en bois

Les premiers ponts furent construits en bois, matériau disponible sur place en grande quantité. On posait quelques troncs d'arbres sur les rives rocheuses ou sur des culées-caissons en bois à claire-voie remplis de pierres, et des madriers en bois équarris servaient de surface de roulement aux voitures. Lorsque la portée dépassait une dizaine de mètres, les poutres longitudinales étaient renforcées par un assemblage de membrures disposées en forme de poutres triangulées à un ou deux montants, nommé poutre ou ferme à poinçon (King post). Ce système simple est encore utilisé sur des chemins forestiers et dans les régions de villégiature (figure 1.2-1).

Sur des cours d'eau plus larges, afin de diminuer le nombre de piles en rivière, on allongea la portée jusqu'à 20 m, les points intermédiaires du tablier étant supportés à l'aide de contrefiches en bois. La poussée sur la pile était équilibrée par la masse de la culée ou par la poussée de la contrefiche de la travée adjacente. Les municipalités rurales érigèrent plusieurs ponts de ce modèle sur les rivières de leur territoire.

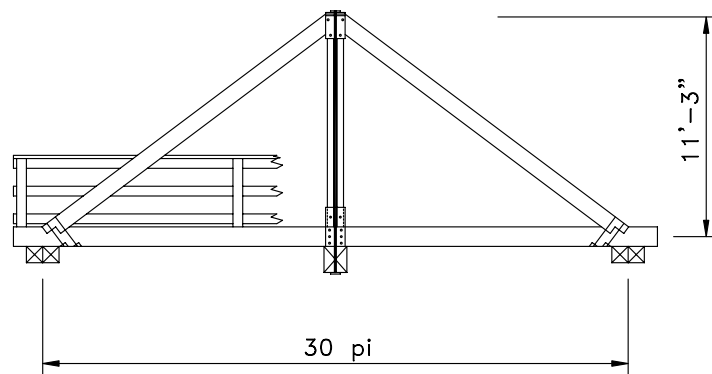


Figure 1.2-1 Poutre à poinçon en bois

Ces ponts primitifs ne duraient pas longtemps. Le bois pourrissait au bout de quelques dizaines d'années ou les piles étaient emportées lors des crues.

On retrouve des représentations de ces ponts sur quelques peintures anciennes, sur des dessins réalisés par les officiers anglais en garnison à Québec à la fin du XVIII^e siècle et, à partir de 1870, sur les photographies des pionniers de l'art visuel.

Une carte de la ville de Québec, dessinée en 1759 par un capitaine de la marine anglaise, montre un pont de bateaux sur la rivière Saint-Charles; des madriers reposant sur une série d'embarcations ancrées parallèlement au courant constituaient le tablier. Mais c'est en 1789 que le premier pont permanent fut érigé au-dessus de cette rivière; le pont Dorchester était situé à l'endroit où se trouve aujourd'hui le pont Drouin. La corporation privée à laquelle il appartenait le fit reconstruire à l'extrémité de la rue Craig (maintenant rue du Pont) en 1820. Il fut refait en 1870 à la suite d'un incendie.

Dans la région de Montréal, les premiers ponts importants à poutres en bois remplacèrent des bacs au milieu du XIX^e siècle. Une société construisit les ponts Viau, à Ahuntsic, et Lachapelle, à Cartierville, au-dessus de la rivière des Prairies. James Porteous érigea un pont à Sainte-Rose, au-dessus de la rivière des Mille-Iles, après avoir obtenu une charte en 1830. Après deux faillites, une reconstruction et quelques changements de propriétaires, Daniel-Adolphe Bélair racheta la franchise en 1857 et construisit le troisième pont, mais vis-à-vis l'île Bélair cette fois. Le pont Plessis-Bélair mesurait 1650 pi (500 m) et comptait 46 travées de 6 à 24 m reposant sur 37 piles et 2 culées, quelques piles portant 2 chevalets. Il fut exproprié par le ministère des Travaux publics du Québec en 1940 et remplacé par le pont de la route 117 en 1946. Le règlement de l'expropriation avec les héritiers du constructeur se termina en 1961, après un jugement de la Cour suprême du Canada en faveur du gouvernement et la vente par la Cie du pont Plessis-Bélair à la province de Québec.

À Saint-Eustache, sur la même rivière, la famille de Bellefeuille entreprit la construction du pont qui porta son nom, en 1848, et qui céda sa place au pont Arthur-Sauvé, sur la route 148, en 1948. Cet ouvrage comprenait 26 travées variant de 12 à 19 m, appuyées sur 2 culées et 25 piles. Chaque pile prenait la forme d'un caisson à claire-voie en bois, rempli de pierres et mesurant de 3 à 7 m dans le sens de l'axe longitudinal du pont. Les poutres en bois étaient renforcées par une sous-poutre aux bouts de laquelle s'appuyaient des contrefiches; d'autres étaient soutenues en plus à l'aide de tirants en acier raidis sous le tablier par des lanternes de serrage (figure 1.2-2).

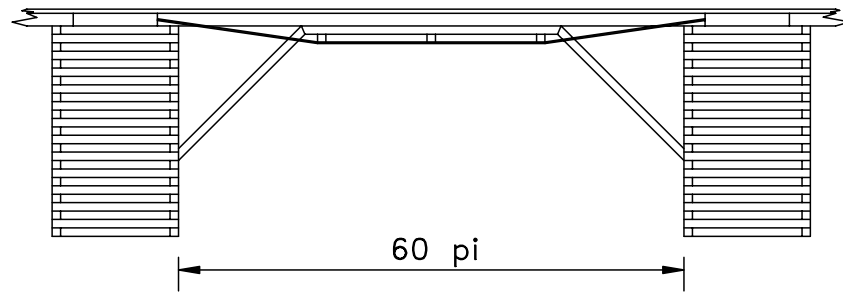


Figure 1.2-2 Pont de Bellefeuille sur la rivière des Mille-Iles

1.2.2 Les ponts couverts

Pour obtenir de plus longues portées, on fit appel à la technique des ponts en bois à poutres triangulées. Cet arrangement de pièces en bois fut imaginé par Andrea Palladio, en Italie, vers 1560; on ne reprit son utilisation en Europe que deux siècles plus tard. La technique fut ensuite développée aux États-Unis et au Canada pour être adaptée au contexte nord-américain (figure 1.2-3).

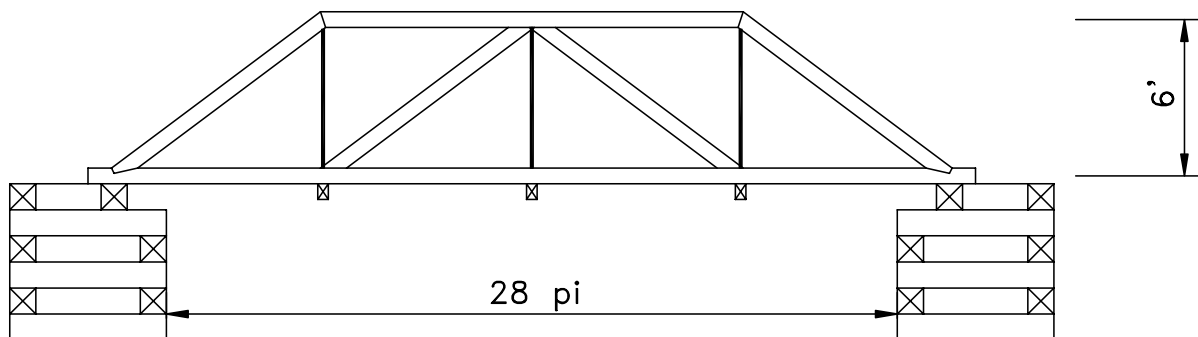
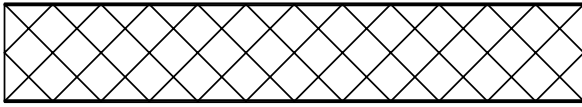


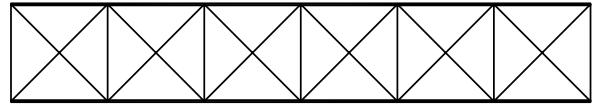
Figure 1.2-3 Pont sur le ruisseau Vincelot à Cap-Saint-Ignace

En 1806, on retrouve deux ponts construits à la pointe nord de l'île de Montréal par Thomas Porteous, suivant le modèle du pont de Schaffhausen, sur le Rhin, en Suisse. Ces ponts ne durèrent que quelques années.

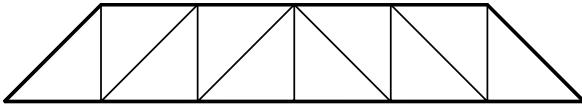
C'est vers cette époque qu'on commença à recouvrir les ponts en bois d'une toiture et de murs latéraux pour protéger la structure contre les intempéries. Aux États-Unis, de nombreux ingénieurs et constructeurs imaginèrent et brevetèrent des structures formées de poutres triangulées ou en treillis de différentes formes: Town, Long, Howe, Pratt, etc. (figure 1.2-4).



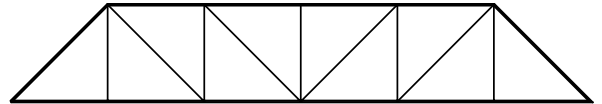
TOWN



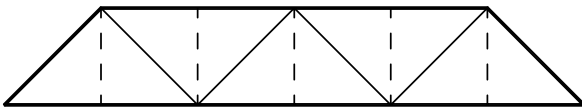
LONG



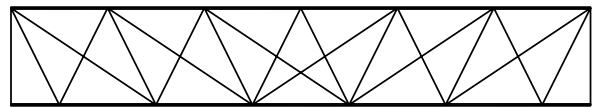
HOWE



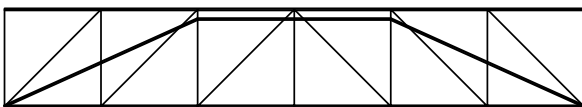
PRATT



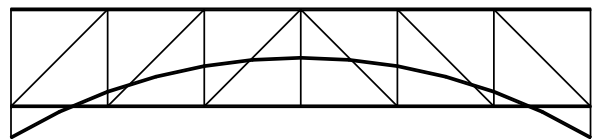
WARREN



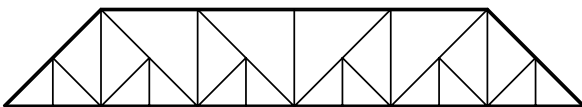
POST



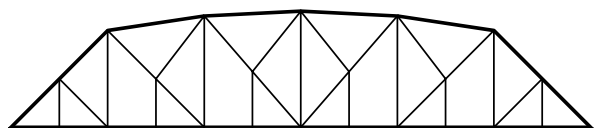
McCALLUM



BURR



BALTIMORE



PETTIT

Figure 1.2-4 Systèmes de poutres triangulées

Au Québec, le système de poutres latérales le plus courant fut le treillis serré Town, imaginé par Ithiel Town, de Thompson, au Connecticut. Ce treillis était simple à construire et n'utilisait que des pièces en bois. Les diagonales étaient reliées entre elles et aux membrures supérieures et inférieures à l'aide de chevilles en bois ou de fiches métalliques. On ajoutait parfois des montants en bois ou des tiges verticales en acier pour relier les membrures. Seulement quelques ponts furent construits avec d'autres systèmes de poutres, tels les systèmes Howe, Burr et McCallum, surtout au siècle dernier.

Les premiers ponts couverts semblent avoir été construits vers 1830. Ces ponts étaient assez courts, avec une travée de 15 à 30 m, et reposaient sur des caissons en bois remplis de pierres ou sur des culées de pierres. Le développement de chaque région vit sa part de ponts couverts. On en construisit surtout dans les Cantons de l'Est, sans doute sous l'influence des nouvelles techniques développées chez nos voisins du Sud, puis dans le Bas-du-Fleuve et en Gaspésie, et enfin dans les territoires de colonisation de l'Abitibi et du Témiscamingue, de 1930 à 1958.

Bon nombre de ces ponts, constitués de plusieurs travées, traversaient des rivières larges; ils remplaçaient un bac ou permettaient d'éviter un long détour de la route. On retrouve des ponts couverts du type Howe à Bastican, en 1844, et à Châteauguay, en 1845, puis un pont à plusieurs travées, de type Burr, à Melbourne, en 1848.

Voici à titre d'exemples les caractéristiques de quelques ponts couverts construits au Québec :

- Le pont sur le ruisseau Groat, à Saint-Armand, possède la portée la plus courte, 50 pi (15 m), et est un des plus vieux ponts existants.
- Le pont sur la rivière Eaton, à Cookshire, a été construit vers 1860. Sa travée de 130 pi (40 m) est de type Town.
- Le pont sur la rivière Matane, à Saint-Jérôme de Matane, possède la plus longue portée, 158 pi (48 m); il fut construit en 1936.
- Le pont sur la rivière Chaudière, érigé à Notre-Dame des Pins en 1926, est le plus long pont existant. Il comprend 2 travées de 113'-2" (34 m) et 2 travées de 134'-4" (41 m), pour une longueur totale de 495 pi (151 m).

Le record de longueur pour un pont couvert revient au pont Carbonneau, à Saint-Félicien, sur la rivière Chamouchouane. Ce pont de type Town, inauguré le 20 octobre 1909, fut emporté par les glaces en 1942. Ses 8 travées de 137'-6" (42 m), reposant sur des piles-caissons en bois et en pierres lui donnaient une longueur totale de 1100 pi (335 m).

Le pont de Maria, sur la Grande Cascapédia, à New-Richmond, mesurait 910 pi (277 m), soit 7 travées de 130 pi (40 m); il fut construit en 1925 et fut détruit par le feu le 4 août 1953.

Le pont Percy sur la rivière Châteauguay, à Powerscourt, comprend deux travées de 80 et 85 pi (24 et 26 m). Il fut construit vers 1895 suivant un système mixte de poutres triangulées intégrées à des membrures droites disposées en arc, selon le système conçu par Daniel Craig McCallum.

Quoique plus de 1000 ponts couverts aient été bâtis au Québec, on n'en dénombrait plus que 246 en 1965, 175 en 1968 et 134 en 1976; il en reste moins d'une centaine aujourd'hui. Ces ponts ont été soit emportés par une crue des eaux, endommagés par des véhicules lourds, incendiés, ou détruits parce qu'ils ne répondaient plus au besoin de la circulation. Ces ouvrages d'une autre époque possèdent un caractère unique au point de vue patrimonial; leur conservation nécessite la collaboration de plusieurs organisations afin d'en assurer la jouissance aux générations futures.

1.3 LES PONTS EN ACIER

La construction des premiers ponts-routes métalliques au Québec coïncida avec l'avènement du chemin de fer, vers 1850. Il s'est peut-être construit des ponts en fer ou en fonte à cette époque, les archives nous le diraient. Les plus vieux d'entre eux qui existent encore ou ont été récemment remplacés, datent des années 1880. La construction des ponts en bois ne cessa pas pour autant, mais ceux en acier, avec leurs portées variant entre 20 et 100 m, permirent le franchissement de rivières plus larges. Les ponts en acier se divisent en quatre grandes catégories: les ponts à poutres triangulées, les ponts à poutres à âme pleine, les ponts en arc et les ponts à câbles.

1.3.1 Les ponts à poutres triangulées

Les ponts à poutres triangulées, à tablier inférieur, se comptaient par centaines vers les années 1940; il n'en reste présentement que 250, soit si peu que l'on songe déjà à les conserver parce qu'ils contribuent au patrimoine national.

Quelques ponts de l'époque 1880-1900 subsistent encore. Les plus anciens furent construits à Shannon en 1879, à Stanbridge en 1885, à Newport en 1886, à Saint-Raymond en 1889 et à Saint-Eugène vers 1890.

Dans la région du Haut-Saint-Laurent, le pont Turcot, sur la rivière Châteauguay, remonte à 1891. Formé de 18 panneaux principaux et de 2 panneaux d'appui, il a une longueur de 263'-6" (80 m). Le panneau d'appui est composé de trois montants que des diagonales réunissent à la membrure inférieure. Les deux poutres sont écartées de 17'-6" (5,3 m). Les plans de ce pont ont été préparés en 1888 par le bureau technique de travaux publics de la Société anonyme internationale de construction et d'entreprise de Bruxelles, en Belgique. Deux rapports mentionnent que l'ossature provient de Belgique (figure 1.3-1).

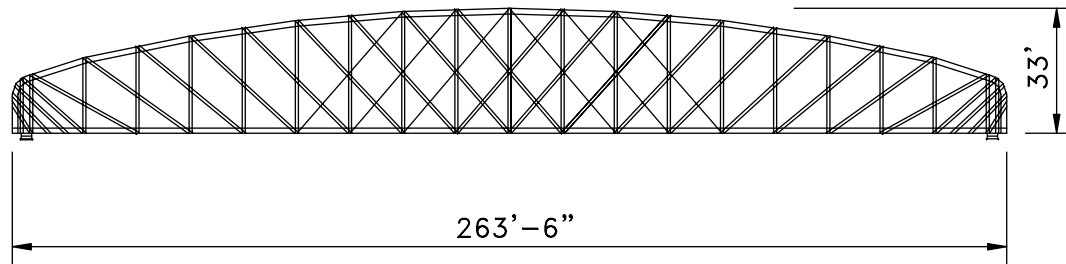


Figure 1.3-1 Pont Turcot sur la rivière Châteauguay

Un pont semblable, le pont Price ou Clarke, construit en 1892, enjambe la rivière Jacques-Cartier, à Valcartier. Sa travée a une portée de 192'-6" (59 m). Les deux poutres écartées de 17'-5" (5,3 m) d'axe en axe laissent un passage libre de 16 pi (4.9 m) entre les chasse-roues. Le panneau d'appui au-dessus de la culée est composé de deux montants réunis par des croisillons (figure 1.3-2).

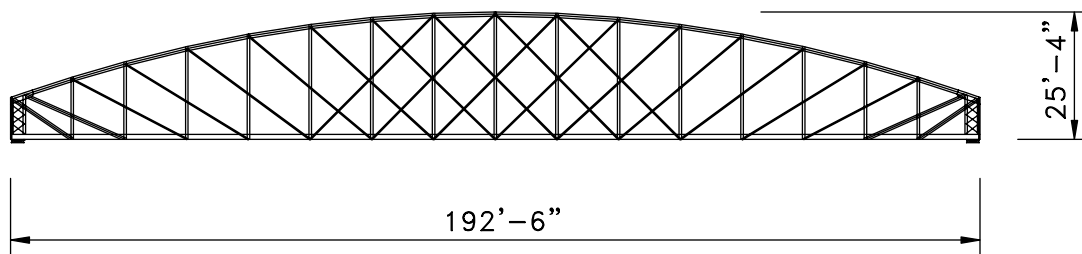


Figure 1.3-2 Pont sur la rivière Jacques-Cartier à Valcartier

Parmi les types de triangulations couramment adoptés pour des travées plus courtes, surtout entre les années 1910 et 1930, on rencontre souvent le système Warren. La poutre Warren comprend une membrure inférieure et une membrure supérieure reliées par des diagonales, les unes tendues, les autres comprimées. Une de ses variantes, le système Pony-Warren, comprend des poutres de faible hauteur dont les membrures supérieures ne sont pas reliées transversalement entre elles; cette absence de contreventement supérieur permet un dégagement vertical illimité aux véhicules.

Ce système fut utilisé pour franchir des portées de 20 à 40 m. On assure le contreventement transversal en reliant rigidement aux poutres les pièces de pont sur lesquelles repose le platelage en bois ou la dalle en béton armé. Pour diminuer la portée de la dalle ou éviter l'emploi de longerons, on ajoute parfois d'autres pièces transversales vis-à-vis des montants additionnels dans la poutre triangulée (figure 1.3-3). Une seconde variante de la poutre Warren, fabriquée vers 1910, possède un double système de triangulations, dans lequel ses diagonales se croisent à mi-hauteur (figure 1.3-4).

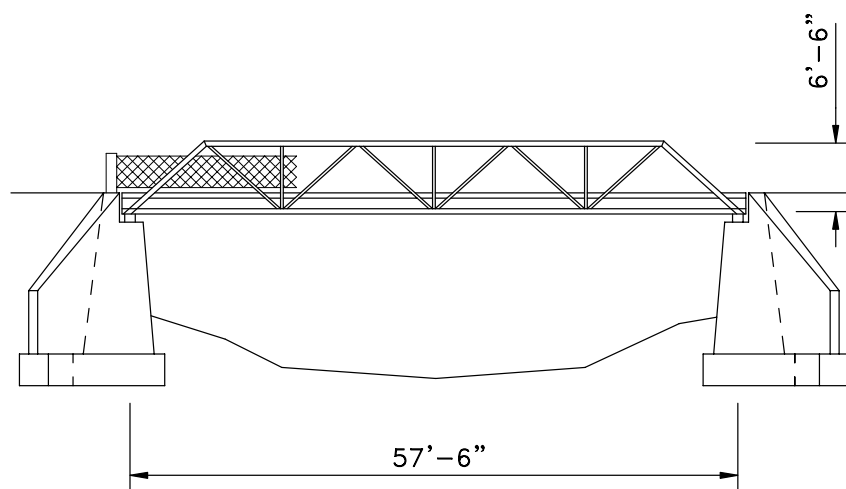


Figure 1.3-3 Pont sur le ruisseau Saint-Louis à Sainte-Marie-de-Monnoir

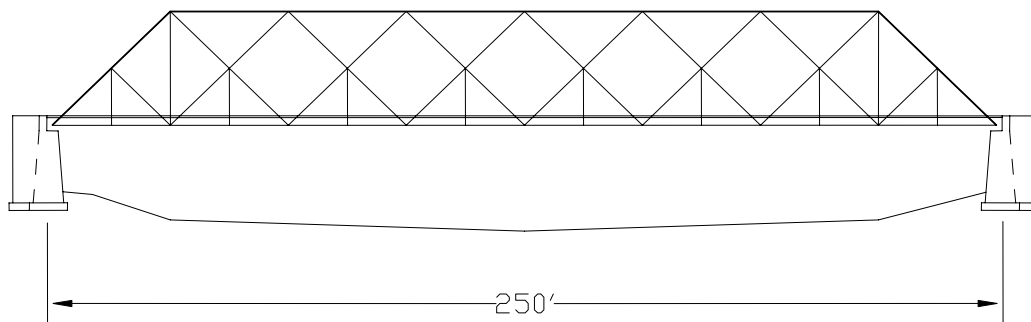


Figure 1.3-4 Pont sur la rivière Bécancour à Sainte-Julie

Un autre type de triangulations très employé fut le système Pratt, dans lequel les diagonales sont tendues et les montants comprimés. Lorsque la portée dépasse 60 m, les panneaux principaux sont subdivisés par un demi-montant inférieur afin de réduire la portée des longerons; on obtient alors le système Baltimore ou le système Pettit (figure 1.2-4). La description de tous les systèmes de triangulations possibles et de leurs subdivisions nécessiterait une étude particulière.

Après le rachat, en 1910, de la concession du pont Dorchester, sur la rivière Saint-Charles, la ville de Québec fit construire quatre ponts basculants sur ce cours d'eau navigable. Les ponts Drouin, Dorchester et Lavigueur furent érigés entre 1911 et 1916, le pont Samson en 1930. Des contrepoids en béton, fixés aux deux poutres triangulées, équilibraient le poids de la travée principale au levage. Plus en amont, le pont Victoria, qui était un pont tournant, fut construit en 1897 et démoli en 1958. D'autres ponts tournants à poutres triangulées traversaient des cours d'eau navigables, dont plusieurs sur l'ancien canal Soulanges.

Le tablier de la plupart des ponts mentionnés jusqu'ici se trouve au niveau des membrures inférieures des poutres. Cependant lorsque le profil longitudinal de la route surplombe la rivière à un niveau élevé, on a intérêt à construire un pont à tablier supérieur, sur lequel les véhicules circulent au-dessus de la membrure supérieure des poutres. Cet arrangement diminue la hauteur des piles, assure un dégagement vertical illimité à la chaussée et obstrue moins l'horizon d'un observateur. Là aussi les systèmes Pratt et Warren sont utilisés (figure 1.3-5).

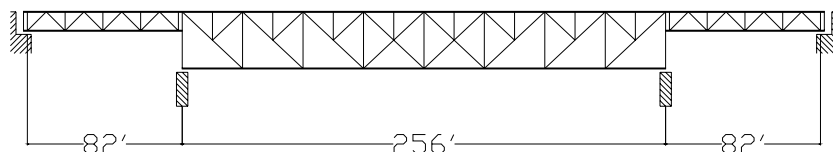


Figure 1.3-5 Ancien pont sur la rivière Bécancour à Saint-Sylvere

Si la hauteur libre est limitée et qu'on désire conserver une structure assez basse, on optera pour un tablier intermédiaire, sans contreventement supérieur. On en trouve un bel exemple dans le pont de la rivière Manicouagan, conçu par l'ingénieur Émile Laurence et érigé en 1969 près de Baie-Comeau. La portée centrale de ce pont continu de 900 pi (274 m) de longueur mesure 500 pi (152 m); sa charpente est entièrement faite de pièces d'acier galvanisées.

Plusieurs des ponts les plus importants du Québec sont des structures à poutres triangulées. Parmi ceux-ci, on distingue les ponts cantilevers : leur travée centrale s'appuie sur un porte-à-faux qui prolonge la travée de rive. Voici une liste de ces ponts qui traversent le fleuve Saint-Laurent, avec leurs caractéristiques (longueur totale, portée principale, travée suspendue et année d'ouverture) :

- Le pont de Québec, 3239 pi (987 m), portée centrale de 1800 pi (549 m), soit la plus longue travée cantilever au monde, travée suspendue de 640 pi (195 m), ouvert en 1917 (figure 1.3-6);

- Le pont Jacques-Cartier, environ 11 000 pi (3350 m), portée de 1097 pi (334 m), travée suspendue d'environ 370 pi (113 m), 1932;
- Le pont Champlain, 11 340 pi (3456 m), portée de 706'-9" (215 m), travée suspendue de 385'-6" (118 m), 1962;
- Le pont Laviolette, près de Trois-Rivières, 8866 pi (2702 m), portée centrale de 1100 pi (335 m), arc à tirant suspendu de 884 pi (269 m), 1967.

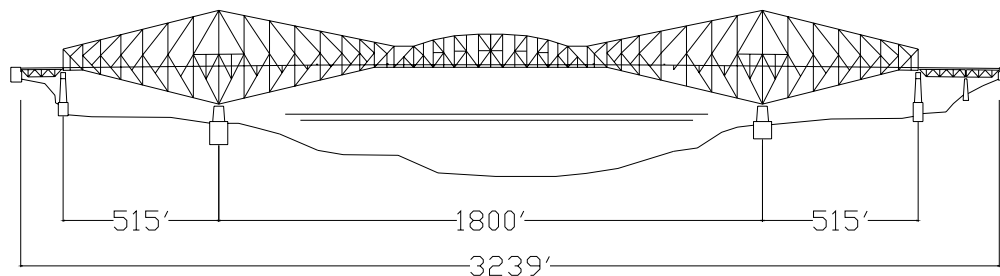


Figure 1.3-6 Pont cantilever de Québec

1.3.2 Les ponts à poutres à âme pleine

Avant 1940, on construisait peu de ponts à poutres en acier parce que le laminage de grosses pièces ou leur fabrication par soudure ne se pratiquait pas encore. Les poutres étaient alors constituées de cornières rivées à une plaque d'âme. Ces poutres formaient l'ossature de ponts à courtes travées. Ainsi le pont Gouin, construit en 1915, sur la rivière Richelieu, comprend 18 travées de 80 pi (24 m) et une travée basculante.

Dans cette catégorie, le type le plus courant demeure le pont à poutres profilées en acier et à plancher en bois. Il est construit en milieu rural, le plus souvent sur des culées en bois. Leur nombre s'élève actuellement à 2500. Ce pont, appelé souvent pont semi-permanent ou pont acier-bois, est économique parce qu'il peut être érigé sur un sol de faible capacité, s'ajuste facilement aux affaissements du terrain et nécessite peu d'entretien sous un faible débit de circulation. Des centaines de structures semblables, mais surmontées d'une dalle en béton armé et reposant sur des culées en béton, traversent aussi les cours d'eau de la province.

Il faut attendre la période de 1935 à 1960 pour voir évoluer la construction des ponts en acier. De nouvelles techniques permirent l'amélioration de la qualité des aciers, le laminage de pièces à forte inertie et l'assemblage par soudures ou par boulons à haute résistance. Les premières poutres soudées furent fabriquées en 1939, semble-t-il, tandis que l'assemblage des profilés à l'aide de rivets cessa en 1960, au chantier, en 1964, à l'usine. Les joints boulonnés firent leur apparition vers 1958. Ces progrès amenèrent la construction de ponts à poutres en acier plus longues, continues, courbes, à hauteur variable, en forme de caisson, en acier résistant à la corrosion atmosphérique, etc.

Le nombre et les modèles de ponts construits depuis cette période couvrent une gamme de réalisations dont voici quelques exemples :

- Pont de la route 132 sur la rivière Bécancour : 5 poutres continues, soudées, à hauteur variable, 3 travées de 106 pi (32 m) et 2 de 85 pi (26 m), construit en 1939;
- Pont de la Concorde, sur le Saint-Laurent, à Montréal : poutre-caisson continue et dalle orthotrope, 3 travées de 525 pi (160 m) et 2 de 340 pi (104 m), 1965;
- Pont de l'autoroute 13 sur la rivière des Prairies : 4 poutres-caissons continues à parois inclinées, 5 travées de 255 pi (78 m) et 2 de 240 pi (73 m), 1975;
- Pont sur la rivière York, à Gaspé : 3 poutres-caissons continues à parois inclinées, 3 travées de 241, 320 et 241 pi (73, 98, 73 m), 1979 (figure 1.3-7);
- Pont sur la rivière Sainte-Marguerite, à Sept-Iles : 5 poutres en forme de I, sur deux béquilles, 3 travées de 39,1, 50, 39,1m, 1989 (figure 1.3-8).

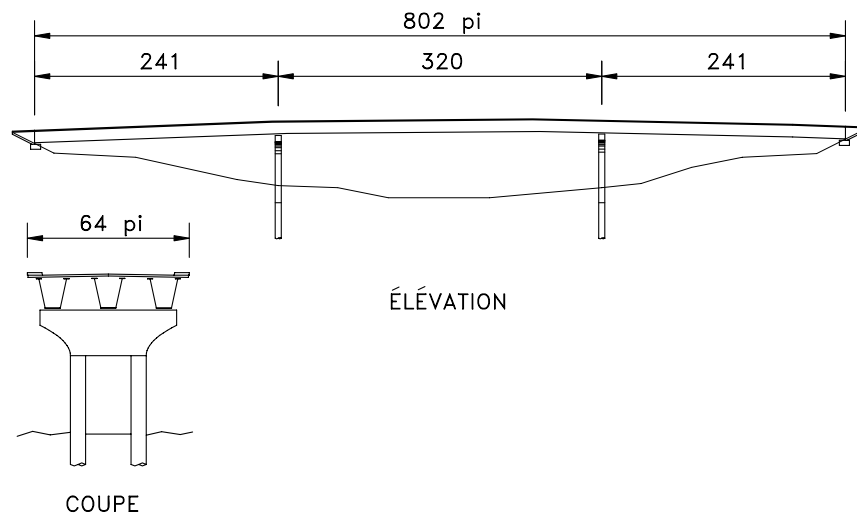


Figure 1.3-7 Pont sur la rivière York à Gaspé

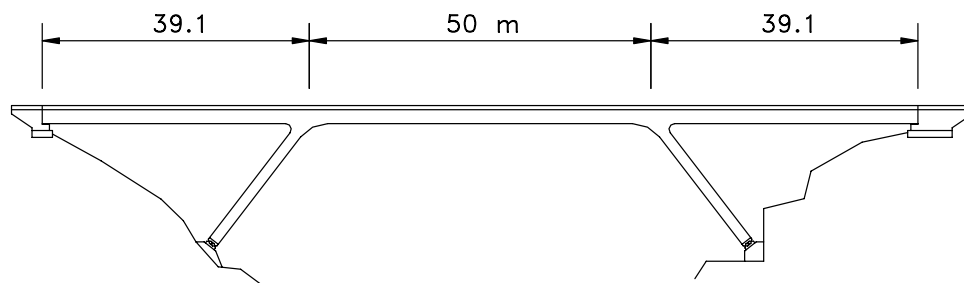


Figure 1.3-8 Pont sur la rivière Sainte-Marguerite à Sept-Iles

1.3.3 Les ponts en arc

La plupart des vieux ponts en arc sont à tablier supérieur. Les charges du tablier sont transmises à l'arc par des montants. Dans un modèle plus fréquent, le tympan comprend également des diagonales qui soutiennent des montants secondaires ajoutés en vue de diminuer la portée des longerons du tablier. Cet arc triangulé est souvent prolongé jusqu'aux culées par des travées de rive appuyées sur un demi-arc; ce système permet de diminuer la poussée de l'arc principal sur les appuis.

Le pont Lizotte, érigé sur la petite rivière du Chêne, à Deschaillons, en 1964, se compose d'une travée centrale en forme d'arc à trois articulations, de 200 pi (61 m) de portée, et de deux travées de rive constituées chacune par un encorbellement solidaire des demi-arcs de la travée centrale; ces encorbellements se raccordent aux arrière-culées au moyen de travées à poutres droites. Ce pont est cependant connu surtout parce qu'il fut le premier pont important dont toutes les pièces furent galvanisées à chaud (figure 1.3-9).

Dans les ponts en arc à tablier inférieur, la poussée de l'arc, lorsqu'elle n'est pas reportée aux fondations, est reprise par la poutre du tablier qui agit alors comme tirant. Quelques ponts en arc à tirant ou *bow-string* ont été construits, avec des portées d'environ 45 m, vers 1935 (figure 1.3-10)

Quelques exemples d'un type de pont en arc assez particulier ont été construits depuis 1960. Il s'agit d'ouvrages dont l'ossature est constituée d'une poutre très rigide renforcée par un arc de faible inertie auquel elle est reliée par des montants. Le calcul de ce pont s'effectue selon la méthode de Josef Langer, ingénieur autrichien qui l'étudia vers 1860. Le pont à poutre Langer, qui donne une structure esthétique et d'aspect léger, est parfois économique pour des portées de l'ordre de 100 m.

Le pont sur la rivière Ouelle, construit en 1959, a une portée de 280 pi (85 m). Il possède même la particularité d'avoir un contreventement supérieur formé d'une poutre Vierendeel : cette poutre transversale ne comprend que des traverses encastées à l'arc sans aucune diagonale. Elle fut imaginée par le professeur belge A. Vierendeel (1852-1940) (figure 1.3-11).

Quatre autres ponts assez identiques furent construits de 1970 à 1978 avec des travées de 300 pi (91 m) à Northfield, à Grand Remous, à Sheldrake et Milnikek. Le pont Lachapelle, érigé en 1976 sur la rivière des Prairies, comprend deux portées de 220 pi (67 m) et aussi la plus longue travée de ce type, avec une portée de 409 pi (125 m).

Comme curiosité intéressante, citons également un pont en arc en aluminium, construit près des usines de la société Alcan, à Jonquière, en 1950. Ce pont à tablier supérieur mesure 504 pi (154 m) de longueur, incluant l'arc à deux articulations de 300 pi (91 m) (figure 1.3-12).

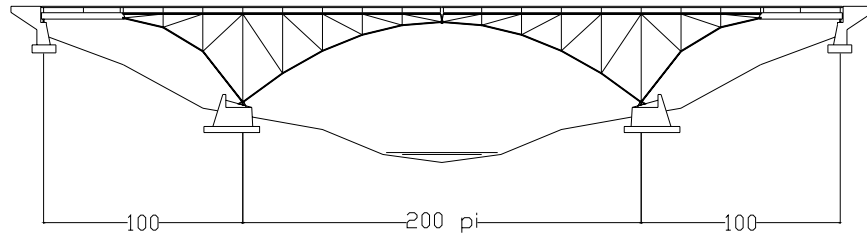


Figure 1.3-9 Pont Lizotte à Deschaillons

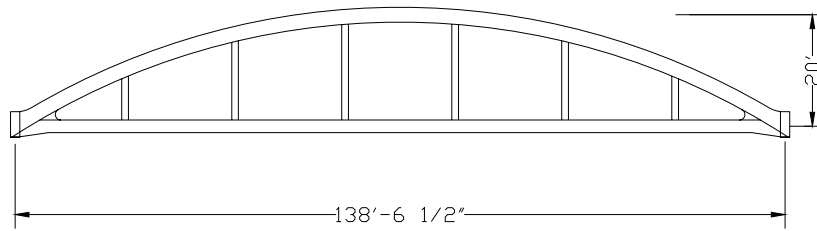
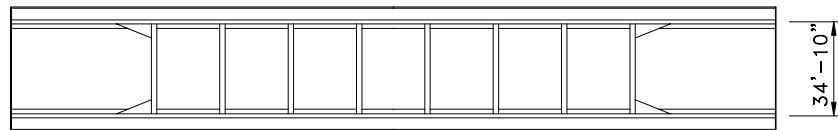
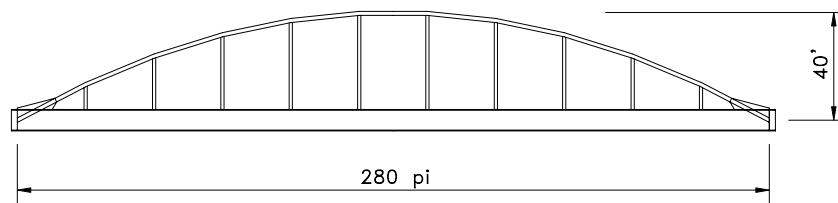


Figure 1.3-10 Pont sur la rivière Châteauguay à Ormstown



PLAN



ÉLEVATION

Figure 1.3-11 Pont en arc sur la rivière Ouelle

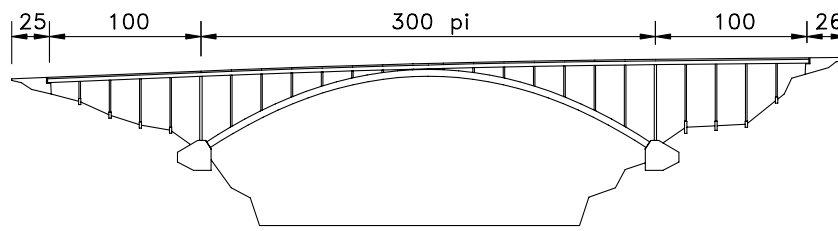


Figure 1.3-12 Pont en aluminium sur la rivière Saguenay

1.3.4 Les ponts à câbles

Lorsqu'il s'agit de très grandes portées, les concepteurs se tournent maintenant vers les ponts à câbles, abandonnant les poutres triangulées en cantilever, réservées à des cas spéciaux. Pour des portées de l'ordre de 100 à 400 m, on rencontre depuis 1960 quelques ponts à haubans, tandis que le pont suspendu, plus ancien, est réservé aux très grandes portées. Voici une liste de quelques ponts à câbles, avec leurs caractéristiques :

- Le pont suspendu de Grand-Mère, sur la rivière Saint-Maurice, portée de 948 pi (289 m), construit en 1928;
- Le pont suspendu de l'Île d'Orléans, longueur totale de 5700 pi (1737 m), portée de 1059 pi (323 m), 1935;
- Le pont Pierre-Laporte, pont suspendu, 3414 pi (1041 m), portée de 2190 pi (668 m), 1970 (figure 1.3-13);
- Le pont Galipeault de l'autoroute 20 Sud, à l'Île Perrot, pont à haubans, 1612 pi (491 m), 2 portées de 308 et 154 pi (94 et 47 m), 1964;
- Le pont des Îles, à l'île Sainte-Hélène, pont à haubans, 688 pi (210 m), 2 portées de 344 pi (105 m), 1965;
- Le pont Papineau-Leblanc, sur la rivière des Prairies, pont à haubans, 1394 pi (425 m), portée de 790 pi (271 m), 1969 (figure 1.3-14);
- Le pont de Kénogami, sur la rivière Saguenay, pont à haubans, 600 pi (183 m), portée de 450 pi (137 m), 1972.

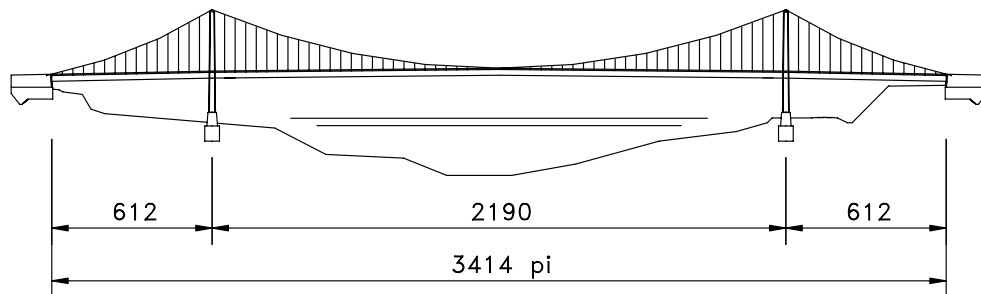


Figure 1.3-13 Pont Pierre-Laporte sur le fleuve Saint-Laurent

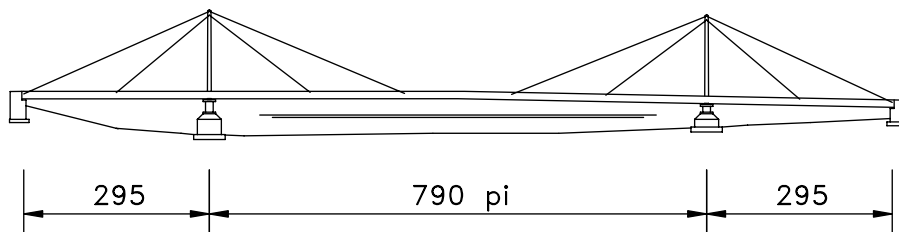


Figure 1.3-14 Pont Papineau-Leblanc sur la rivière des Prairies

1.4 LES PONTS EN BÉTON

L'utilisation du béton commença au début du siècle. Ce matériau, mélange de ciment, de sable, de gravier et d'eau, remplaça les moellons et la pierre de taille dans les culées et les piles de ponts. Les premiers plans normalisés de ponceaux de 5 m et de ponts à dalle épaisse ou à poutres de 8 m datent de 1920. Ces ponts étaient armés avec des barres lisses carrées, torsadées ou rondes; l'armature en barres crénelées fut disponible vers 1950. Quelques ponts datant de 1920 à 1930 ont des poutres présentant l'aspect du béton, mais elles sont constituées d'une poutre en acier en forme I, d'une dizaine de mètres, enrobée de béton; le béton sert de recouvrement pour protéger l'acier et agit de façon composite avec le profilé.

Tous les types d'ouvrages furent construits en béton : ponceau, portique, dalle épaisse, poutre simple ou continue, tablier avec porte-à-faux longitudinal, arc sous remblai ou sous montants, etc.

La plupart des ponceaux, c'est-à-dire les petits ponts de moins de 4,5 m d'ouverture et les autres ponceaux normalisés jusqu'à 10 m environ, sont construits en béton armé. Ils ont la forme d'un portique sur semelles ou sur radier ou d'un cadre fermé.

Les portiques simples, d'abord de 3 à 8 m, puis jusqu'à 25 m, et des ponts à poutres de 8 à 40 m ont été coulés en place à plus de 1000 exemplaires (figure 1.4-1). Très populaires de 1930 à 1965, les ponts à poutres en béton armé sont rarement utilisés depuis 1970, tandis que les portiques à dalle épaisse, d'une portée de 6 à 20 m, sont employés sur des petits cours d'eau.

Pour diminuer le poids de la poutre de hauteur uniforme, on a réduit l'épaisseur de l'âme et concentré l'armature dans la semelle inférieure pour fabriquer des poutres à talon. Quand la portée était plus longue, on réduisait la hauteur en dessinant un intrados circulaire, sinusoïdal ou parabolique, ou des goussets rectilignes.

L'avènement des autoroutes sans intersection à niveau coïncida avec la prolifération du tablier à dalle épaisse. Ce type de pont d'étagement permettait de réduire au minimum l'épaisseur du tablier et donc, la hauteur des remblais d'approche des structures érigées dans la plaine du Saint-Laurent. On a construit beaucoup d'ouvrages à dalle épaisse sous forme de portiques simples, doubles, à béquilles verticales ou inclinées, avec parfois une console aux extrémités.

Lorsqu'une rivière coulait entre deux parois rocheuses, on construisait un pont en arc. La voûte était encastrée sur des culées et surmontée de deux murs tympans servant à supporter un remblai de gravier (figure 1.4-2). À d'autres endroits, on rencontre un arc dont le tympan est constitué de murs transversaux supportant la dalle, comme au pont Viau, construit en 1930 sur la rivière des Prairies. Les ponts jumelés de l'autoroute 20 sur la rivière Chaudière sont formés d'un arc à deux articulations supportant les poutres du tablier aux tiers de l'arc seulement.

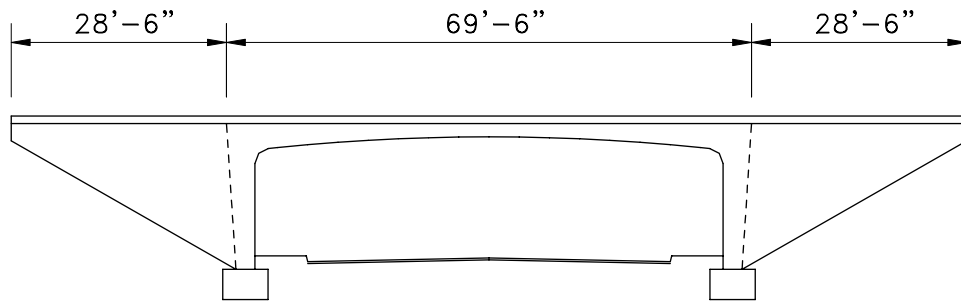


Figure 1.4-1 Pont d'étagement de l'autoroute 20 à Laurier

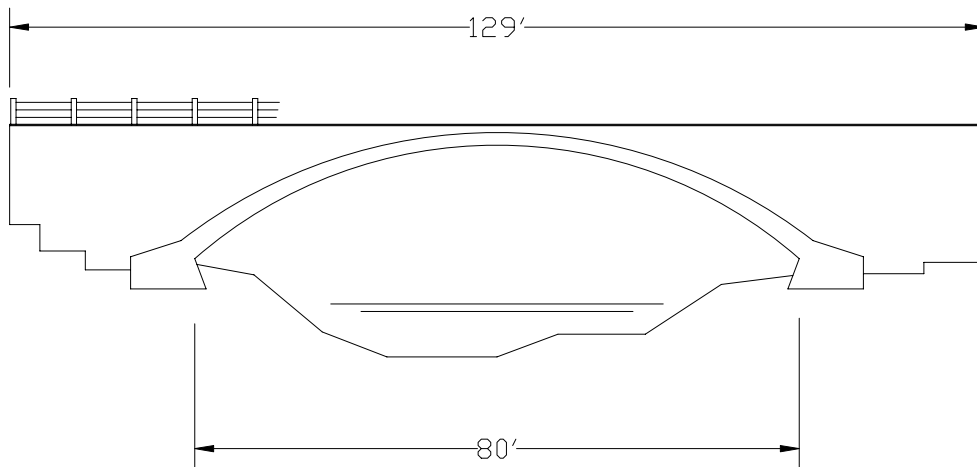


Figure 1.4-2 Pont sur la rivière des Pins à Saint-Philémon

1.5 LES PONTS EN BÉTON PRÉCONTRAIT

La technique du béton précontraint fut mise au point en France par Eugène Freyssinet. En 1936, après 30 ans d'études et de recherches, il put l'appliquer aux ponts, mais ce n'est qu'après 1945 qu'elle se développa sur une grande échelle. Le pionnier de ce nouveau matériau au Canada fut l'ingénieur René Martineau. Après avoir réalisé la première structure précontrainte au Canada, le stade de baseball de la ville de Sherbrooke, en 1952, et la charpente de quelques édifices communautaires, il prépara les plans de cinq ponts d'étagement dans l'échangeur sud du pont Jacques-Cartier. Ce projet comprenait 98 poutres mesurant de 41 à 65 pieds de longueur; elles furent préfabriquées puis précontraintes par câbles ancrés. À la même époque, monsieur Martineau conçut également les poutres de quelques ponts d'étagement de l'autoroute des Laurentides, au nord de Montréal.

De 1959 à 1960, on érigea les 46 travées de deux tronçons du pont Champlain, à Montréal. Chaque travée de 176'-4" (54 m) comprenait 7 poutres préfabriquées sur le chantier et précontraintes par post-tension. La dalle de 79 pi (24 m) de largeur fut également précontrainte. Cet ouvrage colossal fut réalisé avec l'aide d'entreprises françaises.

« Précontraindre une structure, selon Freyssinet, consiste à créer dans cette structure, soit avant, soit pendant l'application des charges, des contraintes permanentes telles que lorsqu'elles sont combinées aux contraintes produites par les charges, la contrainte totale demeure dans les limites de contrainte que le matériel peut supporter indéfiniment, quel que soit le cas considéré. »

L'idée de la précontrainte dans le béton est d'introduire des contraintes de compression préalables au moyen de câbles en acier dur à haute résistance, constituant une réserve de compression que viennent seulement diminuer les contraintes causées par des actions extérieures.

Il existe deux procédés courants pour précontraindre une membrure en béton. Le premier est la précontrainte par adhérence ou par fils adhérents, appelée précontrainte par prétension. Elle consiste à tendre des fils à haute résistance entre deux blocs d'ancrage et à couler le béton dans les coffrages des poutres autour de ces armatures tendues. Après la prise du béton, les fils sont coupés aux extrémités de la poutre et leur tension se transmet par adhérence pour comprimer le béton de la poutre. L'autre procédé est la précontrainte par ancrage, appelée précontrainte par post-tension. Pour fabriquer ces membrures, on place d'abord des gaines dans les coffrages avant la coulée du béton. Une fois la prise du béton faite, on tend les câbles enfilés dans ces gaines à l'aide de vérins. Le bout des câbles est ensuite retenu aux extrémités de la poutre par injection du coulis de béton dans l'espace entre la gaine et le câble pour empêcher que la rouille n'atteigne les câbles et afin d'assurer l'homogénéité de la poutre. Parfois on enduit l'intérieur de la gaine de graisse pour protéger le câble et pour permettre de l'étirer à nouveau si on constate ultérieurement un relâchement de la tension.

La période de construction de centaines de kilomètres d'autoroutes urbaines et rurales, durant la période 1960-1980, vit la construction de dizaines de ponts de différents types. Beaucoup de ces ouvrages sur rivières furent construits avec des poutres normalisées AASHTO de type III, IV ou V fabriquées en usine. La longueur de ces poutres variait de 20 à 40 m, leur longueur maximale étant limitée par l'encombrement des pièces durant le transport. Quelques grands ponts furent érigés avec des poutres plus longues, coulées sur le chantier, précontraintes par post-tension, puis mises en place avec l'aide de chariot ou de grues.

Plusieurs automobilistes remarquent la grande diversité que présentent les ponts d'étagement situés sur les autoroutes. Cette différence s'explique par le souci du gouvernement de confier les mandats de préparation des plans et devis de ces ouvrages à un grand nombre d'ingénieurs-conseils. C'est ainsi que de Montréal à Rivière-du-Loup, sur l'autoroute 20, la conception des ponts d'étagement fut confiée à différentes firmes privées; chaque bureau avait la tâche de concevoir deux ponts, ce qui explique la similitude de certains d'entre eux.

Comme pour beaucoup d'autres ponts d'étagement préparés par les ingénieurs de la Direction des structures, plusieurs de ces ouvrages d'art en béton précontraint par post-tension ont un tablier d'épaisseur uniforme, mais présentent plusieurs types de section. On retrouve la dalle épaisse, la dalle évidée, la poutre-caisson et les poutres continues. Quelques projets mériteraient d'être signalés, dont les nombreuses structures érigées dans les échangeurs d'autoroutes de 1965 à 1975 (figure 1.5-1)

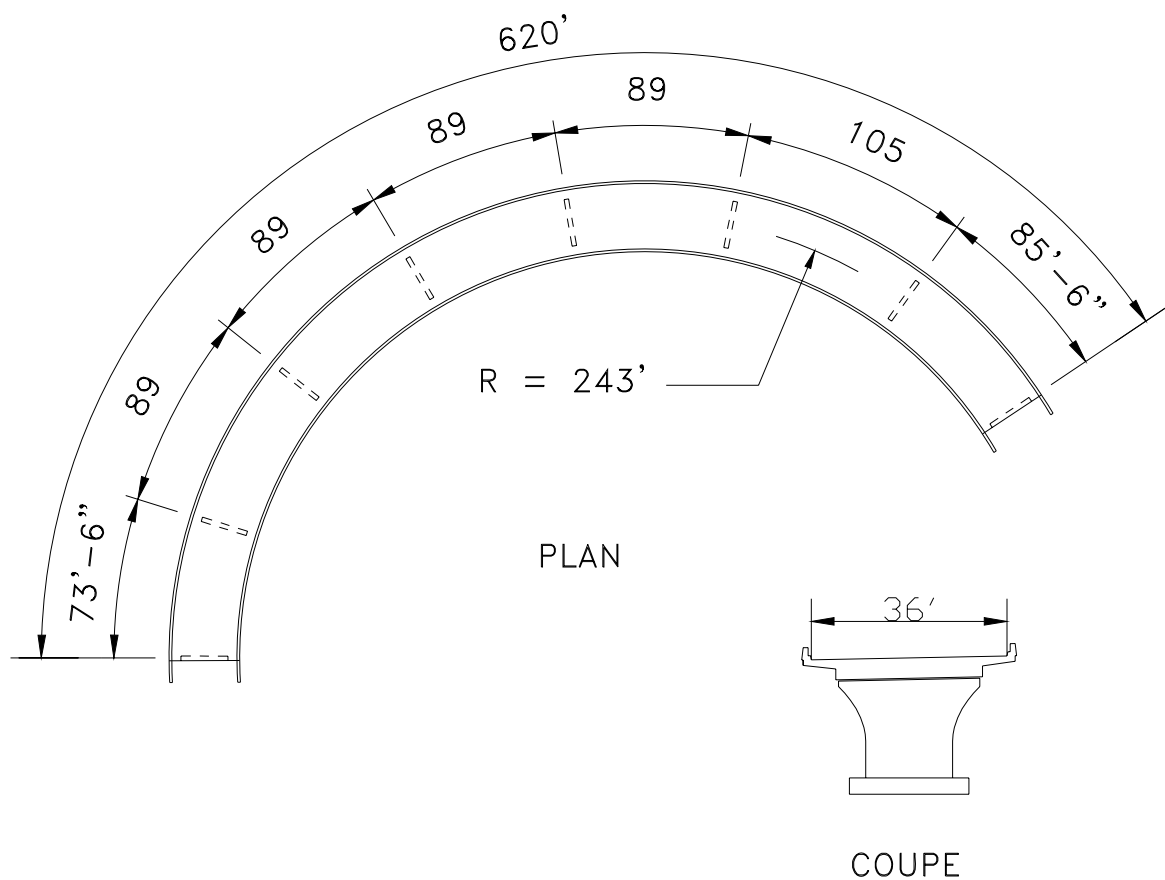


Figure 1.5-1 Pont d'étagement à Sainte-Foy

La mise en place d'un étaielement pour soutenir les coffrages d'un tablier en béton pose souvent des problèmes lorsque le site est accidenté. Les ingénieurs utilisent alors la technique de la construction par encorbellement. Cette façon de placer des sections, couramment adoptée pour les charpentes en acier, a permis la construction de ponts en béton précontraint de plus de 100 m de portée. Le tablier est construit par courtes sections, appelées voussoirs, de part et d'autres d'une pile. Ces voussoirs sont soit préfabriqués, soit coulés en place sur l'équipage mobile. Ils sont retenus par des câbles de précontrainte reliant leurs extrémités et passant au-dessus de la pile de soutien. Quoique le calcul de ces ponts soit assez complexe, parce qu'il est difficile de prévoir les déformations différées du matériau dues au fluage, quelques réalisations imposantes ont vu le jour au Québec depuis plus de vingt ans; citons les plus remarquables, avec leur portée maximale :

- Pont sur la rivière du Lièvre, à Notre-Dame-du-Laus, portée maximale de 260 pi, (79 m), construit en 1967;
- Ponts jumelés sur la rivière aux Mulets, à Sainte-Adèle, portée maximale de 265 pi (81 m), 1964;
- Pont sur la rivière Saint-Maurice, à Grand-Mère, portée maximale de 595 pi (181 m), 1978;
- Pont sur la rivière Matapédia, à Milniket, portée maximale de 400 pi (122 m), 1978;
- Pont sur la rivière Rimouski, à Rimouski, portée maximale de 400 pi (122 m), 1983;
- Pont sur la rivière Kinojévis, près de Rouyn, portée maximale de 130 m, 1983 (figure 1.5-2).

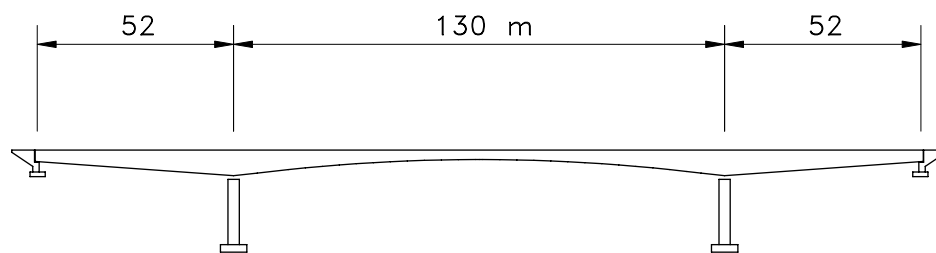


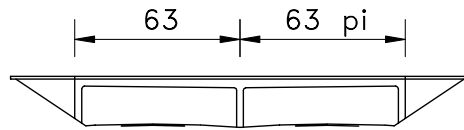
Figure 1.5-2 Pont sur la rivière Kinojévis en Abitibi

1.6 ÉVOLUTION

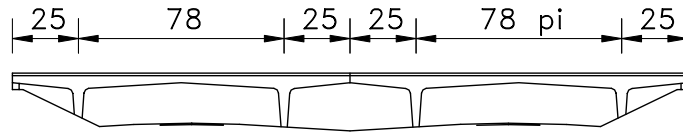
En consultant les dossiers des ponts, on constate que chaque période d'une vingtaine d'années est liée à une caractéristique particulière des ponts du Québec. Cette évolution se manifeste dans le choix du matériau, le type de structure, le procédé de fabrication ou certains détails de construction. On peut par exemple déterminer la période de construction d'un pont par le type de triangulation de ses membrures, par la section transversale du tablier en béton et même par le modèle du dispositif de retenue (figure 1.6).

À un même site, il est fréquent de constater que différents types de ponts ont été successivement construits : après la chaloupe et le bac, on a érigé d'abord un pont en bois sur culées et sur piles si la largeur du cours d'eau était trop grande. Puis la circulation des véhicules automobiles, devenue trop lourde pour la vétusté du pont en bois, a forcé l'adoption de la charpente en acier, qui permettait d'obtenir une chaussée d'environ 5 m de largeur. Cette structure a souvent dû être remplacée, après 40 ou 50 ans, à cause de la rouille qui avait trop endommagé les membrures en acier et de l'étroitesse de la surface de roulement. Avant les années 1960 et 1970, on érigeait des travées à poutres en béton armé sur piles et culées en béton. Depuis cette époque, des poutres en béton précontraint préfabriquées remplacent la plupart du temps les ponts en acier.

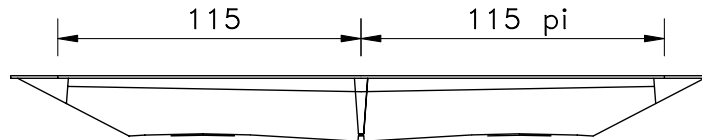
On remarque également que la construction de plusieurs grands ponts, dont ceux sur le Saint-Laurent, s'est déroulée durant deux brèves périodes, soit celles de 1929-1936 et de 1957-1969. Ces périodes semblent correspondre au besoin de liaisons routières supplémentaires nécessitées par l'augmentation du nombre de véhicules. L'évolution des moyens de transport et, en particulier, l'augmentation de la circulation routière vont certainement nous permettre d'assister encore à de multiples changements dans ce domaine précis du génie civil.



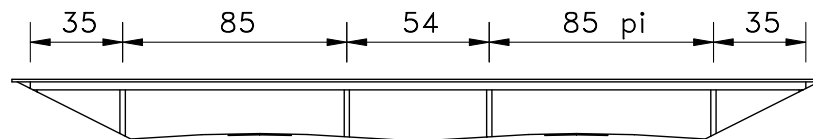
Drummondville, en 1958.



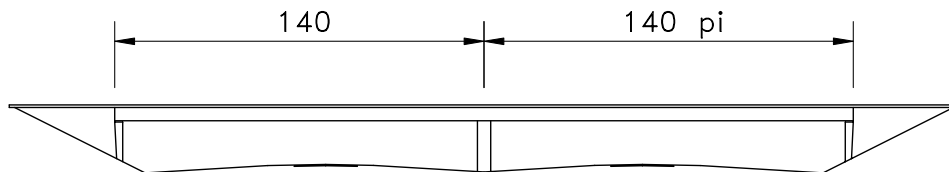
Saint-Louis de Blandford, en 1963.



L'Islet, en 1968.



Saint-Pascal de Kamouraska, en 1971.



Saint-Augustin de Desmaures, en 1978.

Figure 1.6 Évolution des ponts d'étagement d'autoroutes

BIBLIOGRAPHIE

- DE GASPÉ, Philippe-Aubert. *Les Anciens canadiens*, 2^e éd., Montréal, Fides, 1864.
- CASANOVA, J. et Raymond DOUVILLE . *La vie quotidienne en Nouvelle-France*, Montréal, Hachette, 1964.
- LESSARD, Michel. *Les Livernois photographes*, Québec, Musée du Québec, 1987.
- ARAGON, E. *Ponts en bois et en métal*, Paris, Dunod et Pinat, 1911.
- MINISTÈRE DES TRANSPORTS. *Les ponts couverts du Québec*, Québec, 1976.
- HARRINGTON, Lyn et Richard HARRINGTON. *Covered Bridges*, Montréal, McGraw-Hill Ryerson Ltd, 1976.
- ARBOUR, Gérald. *Les ponts rouges du Québec*, Saint-Eustache, Société québécoise des ponts couverts, 1986.
- TRUDEL, Marcel. *Atlas historique du Canada français*, Québec, Les Presses de l'Université Laval, 1961.
- GRINTER, Linton E. *Theory of Modern Steel Structures*, New-York, The MacMillan Co., 1949, 2^e vol.
- DOMINION BRIDGE. *Cavalcade of Steel*, Montréal, 1882-1972, Mars 1972.
- GUYON, Yves. *Constructions en béton précontraint*, Paris, Eyrolles, 1966.
- MARTINEAU, René. *Ponts en béton précontraint*, Montréal, La revue de l'Institut canadien des ingénieurs, Juillet 1963.

CHAPITRE 2

INVENTAIRE

TABLE DES MATIÈRES

2.1	GÉNÉRALITÉS	2-1
2.2	ÉCRAN 1 : INFORMATIONS ADMINISTRATIVES	2-2
2.2.1	Identification et localisation	2-2
2.2.2	Obstacle	2-11
2.3	ÉCRAN 2 : INFORMATIONS TECHNIQUES	2-15
2.3.1	Année de construction	2-15
2.3.2	Circulation	2-15
2.3.3	Capacité	2-17
2.3.4	Hydraulique	2-20
2.4	ÉCRAN 3 : INFORMATIONS DESCRIPTIVES	2-21
2.4.1	Géométrie	2-21
2.4.2	Utilités publiques	2-25
2.4.3	Divers	2-25
2.5	ÉCRAN 4 : INFORMATIONS DESCRIPTIVES	2-27
2.5.1	Dégagement inférieur	2-27
2.5.2	Unités de fondation – Appareils d’appui - Joints	2-30
2.6	ÉCRAN 5 : INFORMATIONS DESCRIPTIVES	2-42
2.6.1	Systèmes structuraux	2-42
2.6.2	Équipements	2-47
2.7	ÉCRAN 6 : INFORMATIONS DESCRIPTIVES	2-54
2.7.1	Ponceau	2-54
2.7.2	Tunnel	2-57
2.7.3	Station de pompage	2-58
2.8	ÉCRAN 7 : MURS	2-58
2.8.1	Mur	2-58
2.8.2	Équipements	2-60

2.9	ÉCRAN 8 : INFORMATIONS DESCRIPTIVES	2-63
2.9.1	Dalle de béton	2-63
2.9.2	Caractéristiques du béton	2-64
2.9.3	Localisation	2-65
2.9.4	Admissibilité aux subventions	2-65
2.9.5	Approches	2-65
2.9.6	Joint longitudinal	2-66
2.9.7	Mur et tunnel	2-66
2.9.8	Autorité responsable	2-67
2.10	ÉCRAN 9 : INFORMATIONS DESCRIPTIVES	2-68
2.10.1	Indices de gestion	2-68
2.10.2	Déficiences	2-69
2.10.3	Remarques	2-69

LISTE DES FIGURES

Figure 2.2-1	Types de structures	2-5
Figure 2.3-1	Longueur du détour	2-16
Figure 2.4-1	Longueur du tablier	2-22
Figure 2.4-2	Biais	2-24
Figure 2.5-1	Dégagements verticaux inférieurs	2-29
Figure 2.5-2	Types de culées et de piles	2-32
Figure 2.5-3	Types de culées et de piles	2-33
Figure 2.5-4	Types de culées et de piles	2-34
Figure 2.5-5	Types de culées et de piles	2-35
Figure 2.5-6	Types de culées et de piles	2-36
Figure 2.5-7	Types d'appareils d'appui	2-39
Figure 2.5-8	Types de joints de tablier	2-41
Figure 2.6-1	Longueur des travées	2-44
Figure 2.6-2	Longueur des travées	2-45
Figure 2.6-3	Types de dispositifs de retenue	2-49
Figure 2.6-4	Types de dispositifs de retenue	2-50
Figure 2.6-5	Types de dispositifs de retenue	2-51
Figure 2.6-6	Types de dispositifs de retenue	2-52
Figure 2.6-7	Types de dispositifs de retenue	2-53
Figure 2.7-1	Dimensions des ponceaux	2-56
Figure 2.8-1	Types de murs de soutènement	2-61
Figure 2.8-2	Types de murs de soutènement	2-62
Figure 2.10-1	Fiche d'inventaire	2-71

2.1 GÉNÉRALITÉS

Les données d'inventaire des structures sont conservées au système de gestion des structures SGS-5016. Les types de structure devant figurer à l'inventaire sont les suivants :

1. Ponceaux (types 11 à 20)

Inscrire les ponceaux dont l'ouverture, mesurée perpendiculairement aux parois, est de 4,5 mètres ou plus.

Dans le cas où il y a plusieurs cellules, il faut considérer la somme de leurs ouvertures. Les cellules doivent évidemment se trouver sur le même cours d'eau et la distance entre chacune d'elles doit être inférieure ou égale au diamètre de la cellule la plus importante.

Note : Les ponceaux de type 12 ne peuvent figurer à l'inventaire puisque leur ouverture est nécessairement inférieure à 4,5 mètres. En conséquence, cela implique que les portiques en béton armé sous remblai de plus de 4,5 mètres sont des ponts de type 36.

2. Ponts (types 31 à 85)

Inscrire les ponts dont la longueur du tablier (distance comprise entre les extrémités du tablier ou entre les faces intérieures des garde-grèves des culées) est de 4,5 mètres ou plus.

Dans le cas des ponts de type portique, il faut considérer l'ouverture.

3. Tunnels (type 94)

Inscrire les tunnels de grande section.

Les tunnels doivent être des ouvrages de très grandes envergures, munis de systèmes de ventilation, de télésurveillance, de communication et de contrôle de la circulation.

4. Murs (type 97)

Inscrire les murs dont la hauteur moyenne, mesurée à partir du dessus du terrain naturel sans inclure les dispositifs de retenue, est de 1,5 mètres ou plus et dont la superficie est de 150 mètres carrés ou plus. Les murs de dimensions inférieures qui sont construits à proximité d'un pont sont considérés comme faisant partie de ce pont et ne doivent pas faire l'objet d'un ajout à l'inventaire.

5. Stations de pompage (type 98)

Inscrire les stations de pompage.

6. Autres (type 99)

Inscrire les structures diverses (ex. : aérogare)

L'inscription de ces équipements est facultative.

Les autres types d'ouvrages tels les supports de signalisation ou d'éclairage (type 95) et les quais (type 96) ne peuvent figurer à l'inventaire du SGS-5016.

Toutes les données à saisir à l'inventaire sont définies dans les sections qui suivent. Si les informations se retrouvent sur 9 écrans différents, il faut cependant mentionner que tous ces écrans n'ont pas à être complétés en entier pour tous les types d'ouvrages.

Les structures se trouvant sous la responsabilité d'autres organismes peuvent aussi figurer à l'inventaire. Cependant, seules sont obligatoires les informations administratives, qui permettent de bien localiser la structure et d'en déterminer le propriétaire. De même, la capacité affichée du pont et son dégagement vertical inférieur doivent être notés puisqu'ils peuvent constituer une entrave à la libre circulation des véhicules.

2.2 ÉCRAN 1 : INFORMATIONS ADMINISTRATIVES

Doivent être saisis dans cet écran les renseignements portant sur les structures de type:

1. PONCEAUX (au complet)
2. PONTS (au complet)
3. TUNNELS (au complet)
4. MURS (en partie)
5. STATIONS DE POMPAGE (en partie)
6. AUTRES (en partie)

2.2.1 Identification et localisation

DG – DT – CS – SC

Ces champs identifient la Direction générale, la Direction territoriale, le Centre de services et le Sous-centre de services où se trouve la structure.

Statut

Ce champ permet d'indiquer si on est en présence d'un dossier actif, d'un projet, d'une structure démolie ou d'un ouvrage qui ne répond pas aux critères énoncés à la section 2.1. Les choix sont les suivants :

- 1- Actif
- 2- Démoli
- 3- Projet
- 4- Non admissible

Les projets devant être inscrits au système PPS-6003 (planification, programmation et suivi sommaire de réalisation des projets) peuvent ainsi être créés au système SGS-5016. De même, les ponts démolis devront être conservés.

Il est possible également de créer des structures qui ne possèdent pas les dimensions minimales requises pour être intégrées avec un statut « Actif ». Il peut s'agir de passages pour piétons de moins de 4.5 mètres ou de murs de petites dimensions qui sont inspectés par la direction territoriale.

Dossier

Le numéro de dossier est constitué de 5 chiffres qui peuvent ou non être suivis d'un suffixe alphabétique. Il est à noter qu'un numéro de dossier différent est émis pour chacune des structures devant figurer à l'inventaire.

Un minimum de deux plaquettes d'identification indiquant le numéro de dossier sont installées sur un pont ; elles doivent être fixées à un poteau et à une des culées. Pour les structures d'envergure, plus de deux plaquettes peuvent être nécessaires.

Lorsqu'une structure est démolie, son numéro de dossier ne peut être réutilisé; si une nouvelle structure la remplace, elle doit recevoir un nouveau numéro de dossier. Cependant, si l'on remplace le tablier en conservant les unités de fondation, la structure conserve son numéro original.

Il est à noter que seule la Direction des structures est autorisée à émettre les numéros de dossier. Lorsqu'un nouveau numéro de dossier est nécessaire, la demande doit être faite en fournissant un plan municipal de localisation de la structure et en y annexant le formulaire FOR-015 dûment complété. Ce formulaire est disponible sur le site intranet de la Direction des structures.

Intervenant MTQ

Inscrire au besoin le numéro d'un responsable de la structure. Cette information (chiffre de 1 à 99) est un numéro qui n'a de signification que pour le personnel de la Direction territoriale. Dans le cas où le territoire est subdivisé entre plusieurs responsables, sans tenir compte des divisions que constituent déjà les Centres de services, ce numéro permet à chacun d'identifier les structures qui le concernent. Il est important de noter que ce champ n'est pas obligatoire et devrait rester vide dans la plupart des directions territoriales.

Identification

Auparavant, l'identification à 15 chiffres était le seul champ qui permettait de relier l'inventaire des structures à l'inventaire des routes. Maintenant, ce sont plutôt les champs « Route; Tronçon; Section; Sous-route; Chaînage » qui sont utilisés. L'identification n'est donc plus un champ obligatoire à la saisie. Il est cependant utile d'inscrire cette information à l'inventaire, si une structure est encore identifiées sur le terrain à l'aide de plaquettes sur lesquelles se retrouve l'identification à 15 chiffres.

Nom

Lorsqu'elle est disponible, la dénomination officielle de la structure doit être inscrite.

Note : Tous les noms et lieux officiels se retrouvent sur le site Internet de la Commission de toponymie.

Type de structure

Ce champ identifie le type de structure correspondant à la classification du chapitre 1 du Tome III - Ouvrages d'art, des Normes du MTQ.

Dans le cas où des travées de types différents se retrouvent sur une même structure, il faut inscrire ici le type qui caractérise le mieux la structure.

Dans le cas d'un élargissement d'un autre type, il faut habituellement inscrire le type de la structure originale et non celui de l'élargissement (voir ÉCRAN 5 : SYSTÈMES STRUCTURAUX - TYPE DE STRUCTURE).

Il est à noter que c'est l'absence d'un remblai qui distingue le portique en béton armé (type 35) du portique en béton armé sous remblai (type 36). Le remblai est une couche de matériau granulaire d'épaisseur quelconque. Il est à noter que la même distinction existe entre la structure de type 47 et la structure de type 48.

Les différents types de structure sont représentés à la figure suivante.

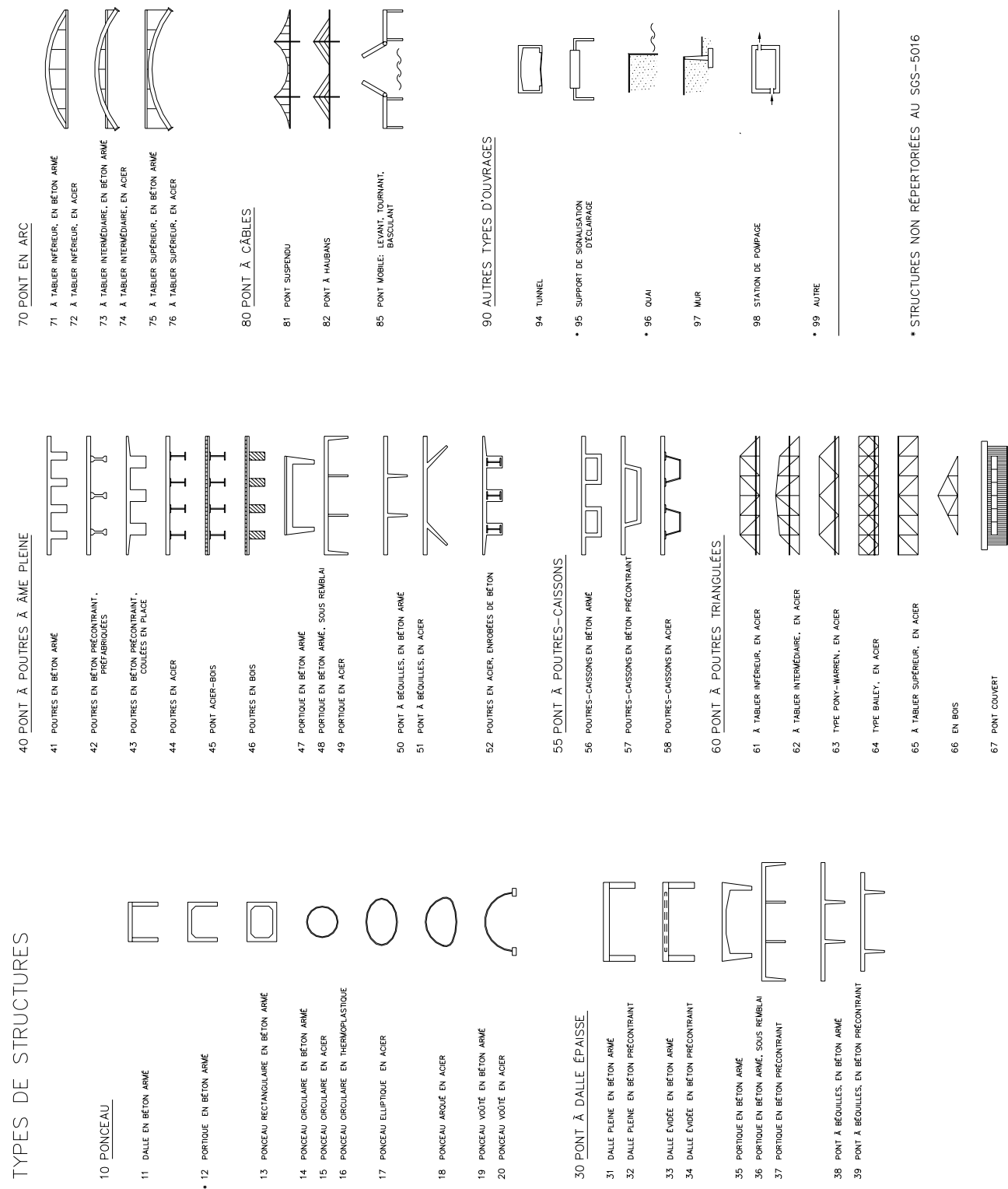


Figure 2.2-1 Types de structures

Juridiction

Deux champs permettent d'inscrire l'entité responsable de l'entretien de la structure, soit :

- 01- MTQ
- 02- MRC
- 03- Municipalité
- 04- Autre ministère
- 05- Hydro-Québec
- 06- SDBJ
- 07- Compagnie de chemin de fer
- 08- Gouvernement fédéral
- 09- Autre

Lorsque la responsabilité de l'entretien est partagée, on inscrit en premier lieu la juridiction la plus importante. Il est à noter que la « Loi sur la voirie » fait état des règles régissant le partage des responsabilités, en matière de voirie, entre le gouvernement et les municipalités.

Les ponts sur route municipale au-dessus d'une route sous la gestion du MTQ sont considérés être sous juridiction du MTQ (01) en premier lieu et sous juridiction municipale (03) en second lieu.

Pont à caractère stratégique

Inscrire s'il s'agit, oui ou non, d'un pont à caractère stratégique.

Selon la loi sur la voirie, le gouvernement peut, par décret à la Gazette officielle du Québec, reconnaître à un pont municipal un caractère stratégique; la gestion de ce pont relève alors de ministère. Toutefois, la municipalité concernée demeure responsable de l'entretien de la chaussée, des trottoirs, des dispositifs de retenue, du drainage et de l'éclairage d'un tel pont.

Un pont municipal pourrait faire l'objet d'un décret reconnaissant son caractère stratégique s'il répond aux trois critères suivants :

- Son DJMA est supérieur à 5 000 véhicules/jour;
- Sa valeur à neuf est supérieure à 1 000 000\$;
- Il dessert une clientèle régionale parce que les infrastructures du Ministère situées dans les environs sont surchargées.

Pont limitrophe

Ce champ est utilisé seulement dans le cas d'une structure limitrophe entre le Québec et une autre province canadienne ou un état américain.

On peut alors inscrire la province ou l'état limitrophe, soit :

- 1- Ontario
- 2- Nouveau-Brunswick
- 3- Terre-Neuve
- 4- Maine
- 5- New York
- 6- Vermont
- 7- New Hampshire

Classification fonctionnelle (Classif. fonct.)

Ce champ permet d'inscrire la classification fonctionnelle de la route sur laquelle est située la structure, soit :

- 11- Autoroute RS (réseau supérieur)
- 15- Autoroute PRN (Politique routière nationale)
- 16- Autoroute RSSCE (Réseau stratégique en soutien au commerce extérieur)
- 17- Autoroute RSTQ (Réseau stratégique de transport du Québec)
- 21- Nationale RS (réseau supérieur)
- 25- Nationale PRN (Politique routière nationale)
- 26- Nationale RSSCE (Réseau stratégique en soutien au commerce extérieur)
- 27- Nationale RSTQ (Réseau stratégique de transport du Québec)
- 31- Régionale RS (réseau supérieur)
- 36- Régionale RSSCE (Réseau stratégique en soutien au commerce extérieur)
- 37- Régionale RSTQ (Réseau stratégique de transport du Québec)
- 41- Collectrice RS (réseau supérieur)
- 46- Collectrice RSSCE (Réseau stratégique en soutien au commerce extérieur)
- 47- Collectrice RSTQ (Réseau stratégique de transport du Québec)
- 51- Locale 1
- 52- Locale 2
- 53- Locale 3
- 61- Accès aux ressources

- 66- Accès aux ressources RSSCE (Réseau stratégique en soutien au commerce extérieur)
- 67- Accès aux ressources RSTQ (Réseau stratégique de transport du Québec)
- 71- Accès aux ressources et aux localités isolées
- 76- Accès aux ressources et aux localités isolées RSSCE (Réseau stratégique en soutien au commerce extérieur)
- 77- Accès aux ressources et aux localités isolées RSTQ (Réseau stratégique de transport du Québec)
- 91- Passage à piétons
- 92- Chemin de fer
- 93- Autres

La classification fonctionnelle de toutes les routes codifiées du réseau supérieur est enregistrée au système BGR-6025 (Base géographique routière). Les valeurs de classification fonctionnelle saisies au système SGS-5016 sont validées avec les données du système BGR-6025 pour les routes du réseau supérieur lorsque la première juridiction de la structure est égale à « 01 - MTQ ». Cette validation est possible lorsque les champs « Route – Tronçon – Section – Sous-route - Chaînage » ont été complétés correctement.

Les classes 91, 92 et 93 sont particulières au SGS-5016 et ne se retrouvent nulle part ailleurs.

Calcul des indices

Ce champ permet d'indiquer si, oui ou non, un calcul des indices de gestion est possible pour la structure. Par défaut, la valeur est égale à « Non ». Inscrire « Oui » seulement lorsque les données complètes d'inventaire et d'inspection sont saisies.

Il est à noter qu'il est présentement impossible d'obtenir un calcul des indices pour les structures de types 85, 94 et 98. Pour les structures de type 97, l'indice d'état est calculé alors que les indices de vulnérabilité sismique et de fonctionnalité sont fixés par défaut à une valeur de 100. Pour les structures situées sur une route de classification fonctionnelle 91 ou 92, les indices d'état et de vulnérabilité sismique sont calculés alors que l'indice de fonctionnalité est fixé par défaut à une valeur de 100.

Municipalité

Inscrire la municipalité dans laquelle se trouve la structure. Lorsqu'une structure est située à la limite de deux municipalités, on indique les deux municipalités mitoyennes; dans le cas d'une structure de juridiction municipale, on indique la municipalité la plus peuplée en premier lieu.

Il existe cependant deux exceptions à cette règle :

- Lorsque la municipalité la moins peuplée a construit la structure ou l'a déjà eue à sa charge, la structure lui est attribuée;
- Lorsqu'une entente intervenue entre deux municipalités en attribue la gestion à une seule d'entre elles, les conditions de l'entente sont respectées.

La municipalité inscrite est validée en fonction des « Route – Tronçon – Section – Sous-route - Chaînage » qui ont été saisies pour la structure dans le cas des routes du réseau supérieur lorsque la première juridiction de l'ouvrage est égale à « 01 - MTQ ». Un message d'avertissement sera produit en cas de divergence.

CEP

La circonscription électorale provinciale où se trouve la structure est définie par le système en fonction de la municipalité inscrite. S'il y a plusieurs CEP dans une même municipalité, le système offre alors à l'utilisateur la possibilité de modifier celle qui est inscrite.

Une deuxième CEP est également définie par le système lorsqu'il y a une deuxième municipalité. Il est important de s'assurer ici que la dernière version du système « 5011-Paramètres Régionaux » soit installée sur le même poste de travail que le SGS - 5016.

MRC

La municipalité régionale de comté où est située la structure est définie par le système en fonction de la municipalité inscrite. Une deuxième MRC est également définie par le système lorsqu'il y a une deuxième municipalité.

Route

Inscrire le numéro (pour les routes numérotées de 5 à 973) ou le nom de la route (dans le cas des routes non numérotées) sur laquelle est située la structure.

Ce champ est utilisé dans les divers rapports tirés du SGS-5016.

Note : Il est très important de s'assurer que toutes les entrées aux 5 champs suivants respectent la codification existante au MTQ car il y aura échange d'informations entre divers systèmes et le SGS-5016. L'utilisateur peut s'adresser au responsable pour la DT du suivi de la codification et du sectionnement du réseau routier. Pour les structures du réseau supérieur dont la première juridiction est égale à « 01 - MTQ », ces informations sont validées avec les données du système BGR-6025. Un message d'avertissement sera produit en cas de divergence.

Numéro de route (NoRte)

Inscrire le numéro (5 chiffres) de la route sur laquelle est située la structure, selon la codification adoptée au MTQ. Inscrire le chiffre « 99999 » pour les routes non codifiées (routes locales 3), pour les ponts de chemin de fer et les passerelles; les 4 champs suivants pourront alors être laissés vierges.

Tronçon (Tr)

Inscrire le numéro du tronçon de la route où est située la structure.

Section (Sec)

Inscrire le numéro de la section de la route où est située la structure.

Sous-route (SRte)

Inscrire la sous-route (code, séquence, sous-code et côté de chaussée) sur laquelle est située la structure (voir page 2-14 pour la codification des sous-routes).

Le côté de chaussée est applicable seulement pour les codes de sous-route « zéro » (route) et « Z » (route projetée). Il doit être égal à « C » pour une route à chaussée unique (route formée de deux ou plusieurs voies contiguës) et à « D » ou « G » pour indiquer la chaussée « droite » ou « gauche » d'une route à chaussées séparées. Le côté de chaussée est alors déterminé en regardant dans la direction de l'ordre croissant des numéros de section.

Lorsque la route est à chaussées séparées et que la structure supporte les 2 chaussées, il faut saisir les 2 sous-routes concernées donc saisir deux fois les champs « Route; Tronçon; Section; Sous-route; Chaînage ».

Dans le cas d'un mur situé à gauche ou à droite d'une route à chaussée unique, le côté de chaussée doit être égal à « C ». Il ne faut pas saisir ici l'emplacement du mur sur la route mais bien le côté de chaussée de la route. De même, en présence d'un mur situé du côté gauche de la chaussée droite d'une route à chaussées séparées, le côté de chaussée doit être égal à « D ».

Pour les codes de sous-routes autres que « zéro » ou « Z », le côté de chaussée doit être égal à « zéro ».

Chaînage (Chaî)

Inscrire à quel chaînage se retrouve la structure. La valeur doit être prise au premier joint ou début du tablier, dans la direction de l'ordre croissant des numéros de section. Il est à noter que le point d'origine de la mesure doit obligatoirement coïncider avec le début de la sous-route.

Note : Il faut saisir deux fois les champs « Route; Tronçon; Section; Sous-route; Chaînage » lorsqu'on est en présence d'une structure sur laquelle il y a 2 sections d'inventaire (lors d'un changement de municipalité ou de juridiction) ou lorsque la structure supporte deux sous-routes.

Site

Ce champ, qui n'est pas obligatoire, permet d'inscrire la description cadastrale, y compris le canton ou la paroisse, le numéro des rangs et des lots ou toute information utile permettant de mieux préciser l'emplacement de la structure.

Orientation - Vers

L'orientation de la structure (nord-sud ou est-ouest) doit correspondre à l'orientation de la route sur laquelle la structure est située.

Dans le cas des routes numérotées (de 5 à 973), l'orientation est généralement indiquée sur les panneaux de signalisation.

Dans le cas des routes non numérotées, l'inspecteur établit l'orientation de la route et note cette orientation au dossier de la structure. Il est aussi possible d'inscrire, à l'inventaire, quelle municipalité se trouve au nord ou à l'est.

L'orientation est nécessaire pour décrire la structure; on doit toujours entrer toutes les données d'ouest en est ou du sud au nord.

2.2.2 Obstacle

Il y a possibilité d'inscrire 8 obstacles différents à l'inventaire. Normalement, les voies séparées d'une autoroute devraient être considérées comme des obstacles différents.

Pour chaque obstacle, l'information peut être saisie dans les champs qui suivent :

Note : Ne rien saisir dans ces champs pour les **murs** et les **stations de pompage**.

Principal/Autre (P/A)

On commence par inscrire le code indiquant si l'obstacle est principal ou autre :

- P : pour l'obstacle principal
- A : pour tous les autres obstacles

Il est à noter que seul l'obstacle principal paraîtra dans les rapports du SGS-5016. Dans le cas d'une autoroute à voies séparées, la voie correspondant à la sous-route droite doit être privilégiée comme obstacle principal.

Nom

Inscrire le nom de l'obstacle ou son numéro, s'il s'agit d'une route numérotée (de 5 à 973).

Note : Entrer les données en « majuscules – minuscules ».

Type

Inscrire le code correspondant au type d'obstacle considéré, soit:

- 1- Route
- 2- Cours d'eau
- 3- Voie ferrée avec fils à gauche **
- 4- Voie ferrée avec fils à droite **
- 5- Voie ferrée sans fils
- 6- Passage pour piétons, animaux ou motoneiges.
- 7- Autre (ligne électrique, stationnement,...)

****** *Se placer en regardant vers l'est ou vers le nord pour déterminer le côté des fils.*

Note : Lorsque l'obstacle n'est pas une route, les 5 champs suivants n'ont pas à être saisis.

Numéro de route (NoRte)

Inscrire le numéro (5 chiffres) de la route qui constitue l'obstacle à la structure, selon la codification adoptée au MTQ. Inscrire le chiffre « 99999 » pour les routes non codifiées (routes locales 3), pour les ponts de chemin de fer et les passerelles; les 4 champs suivants n'auront pas alors à être complétés.

Tronçon (Tr)

Inscrire le numéro du tronçon de l'obstacle.

Section (Sec)

Inscrire le numéro de la section de l'obstacle. Si on respecte les règles de sectionnement du réseau routier, il ne devrait habituellement pas y avoir de changement de section de la voie inférieure au croisement d'un pont d'étagement. Cependant, si une route est déjà sectionnée de cette façon, on doit alors inscrire ici le plus petit numéro de section.

Sous-route (SRte)

Inscrire la sous-route (code, séquence, sous-code et côté de chaussée) de l'obstacle.

Chaînage (Chaî.)

Inscrire à quel chaînage, sur la route qui constitue l'obstacle, le pont d'étagement se trouve. Dans le cas où il y a changement de section de l'obstacle au niveau du pont d'étagement, inscrire le chaînage de fin de la section avec le plus petit numéro.

Note : Lorsque l'obstacle est une route codifiée, les entrées réalisées pour les 5 champs précédents seront validées avec les données du système BGR-6025. Ceci s'applique aux structures du réseau supérieur dont la première juridiction est égale à « 01-MTQ ».

Nombre de voies (N.v.)

Lorsque l'obstacle est une route, en inscrire le nombre de voies de circulation.

Classification fonctionnelle (Cl.)

Lorsque l'obstacle est une route, en inscrire la classification fonctionnelle (voir la classification fonctionnelle précédemment définie pour la route sur laquelle se trouve la structure).

Lorsque l'obstacle est un chemin de fer, un passage pour piétons ou autre, le système génère lui-même la classification fonctionnelle (92, 91 ou 93).

Note : La valeur saisie pour la classification fonctionnelle est validée avec les données du système BGR-6025 pour les routes du réseau supérieur lorsque la première juridiction de la structure est égale à « 01-MTQ ». Cette validation est effectuée lorsque les champs « Route - Tronçon -Section - Sous-route - Chaînage » ont été complétés correctement.

CODIFICATION DES SOUS-ROUTES

DESCRIPTION DE LA SOUS-ROUTE	ROUTE	TRONÇON	SECTION	CODE	SÉQUENCE	SOUS - CODE	CÔTÉ CHAUSSÉE
Route	RRRRR	TT	SSS	0	0	0	C,D,G
Carrefours et bretelles	RRRRR	TT	SSS	3	1 @ 9 / A @ Z	A @ Z	0
Accès restreint MTQ	RRRRR	TT	SSS	A	1 @ 9 / A @ Z	A @ Z	0
Aire de contrôle	RRRRR	TT	SSS	B	1 @ 9 / A @ Z	A @ Z	0
Piste cyclable	RRRRR	TT	SSS	C	1 @ 9 / A @ Z	A @ Z	0
Débarcadère Transport en commun	RRRRR	TT	SSS	D	1 @ 9 / A @ Z	A @ Z	0
Carrefour giratoire	RRRRR	TT	SSS	G	1 @ 9 / A @ Z	A @ Z	0
Parcs routiers	RRRRR	TT	SSS	H	1 @ 9 / A @ Z	A @ Z	0
Aire de vérification de frein	RRRRR	TT	SSS	F	1 @ 9 / A @ Z	A @ Z	0
Lit d'arrêt	RRRRR	TT	SSS	L	1 @ 9 / A @ Z	A @ Z	0
Sentier motoneige	RRRRR	TT	SSS	M	1 @ 9 / A @ Z	A @ Z	0
Sentier VTT	RRRRR	TT	SSS	N	1 @ 9 / A @ Z	A @ Z	0
Poste de pesée	RRRRR	TT	SSS	P	1 @ 9 / A @ Z	A @ Z	0
Refuge	RRRRR	TT	SSS	R	1 @ 9 / A @ Z	A @ Z	0
Stationnement	RRRRR	TT	SSS	S	1 @ 9 / A @ Z	A @ Z	0
Tournebride	RRRRR	TT	SSS	T	1 @ 9 / A @ Z	A @ Z	0
Virage en U	RRRRR	TT	SSS	U	1 @ 9 / A @ Z	A @ Z	0
Voie de service	RRRRR	TT	SSS	V	1 @ 9 / A @ Z	A @ Z	0
Route projetée (à construire)	RRRRR	TT	SSS	Z	1 @ 9 / A @ Z	A @ Z	0

2.3 ÉCRAN 2 : INFORMATIONS TECHNIQUES

Cet écran doit être saisi pour les structures suivantes :

1. PONCEAUX (au complet)
2. PONTS (au complet)

2.3.1 Année de construction

Unités de fondation – Systèmes structuraux – Platelage

Inscrire l'année de construction de chacune des parties suivantes : unités de fondation, systèmes structuraux et platelage. Il est à noter que l'année de construction du platelage doit toujours être ultérieure ou égale à l'année de construction des systèmes structuraux.

Si la date exacte ne peut être déterminée, indiquer l'année approximative.

Si seulement une partie d'un élément a été remplacée (ex. : une culée), inscrire l'année de la partie la plus ancienne (la plus ancienne culée).

Pour les structures de type ponceau, l'année du platelage ne peut être saisie.

2.3.2 Circulation

Débit journalier moyen annuel (DJMA)

Inscrire le débit journalier moyen annuel. Lorsque cette donnée n'est pas disponible, l'évaluer au mieux de sa connaissance.

Pourcentage de véhicules lourds (% véhicules lourds)

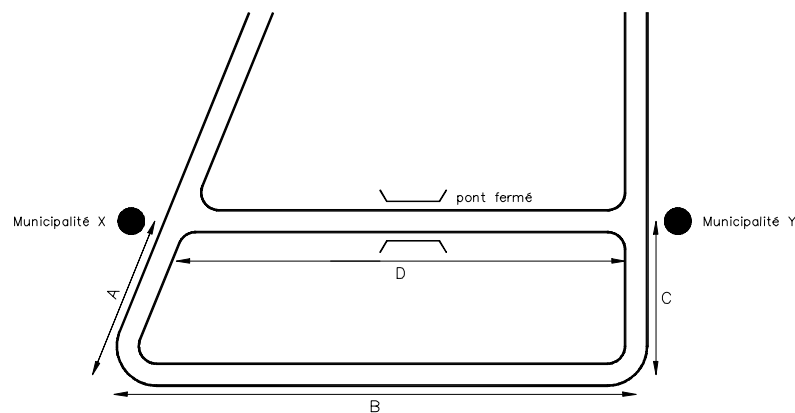
Inscrire, si on le connaît, le pourcentage du débit journalier moyen annuel représentant les véhicules lourds. Lorsque cette donnée n'est pas disponible, conserver la valeur par défaut qui est égale à 7 %.

Longueur du détour

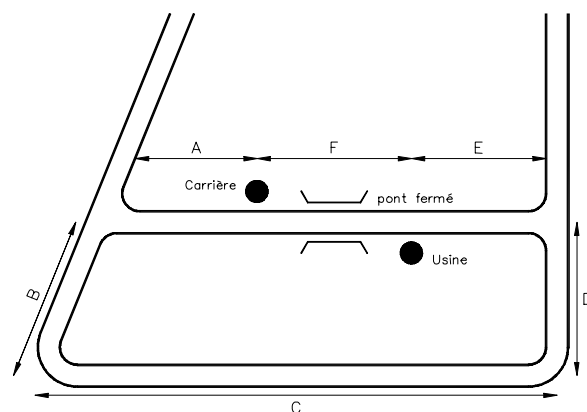
Inscrire la longueur, en kilomètres, du détour à faire en cas de fermeture de la structure. Cette longueur doit être mesurée par rapport à l'utilisation principale de la route. Ainsi, dans le cas d'une route reliant deux municipalités, on doit mesurer la distance à parcourir pour aller de l'une à l'autre. Par contre, si une route sert surtout aux déplacements entre une carrière et une usine, c'est cette distance qu'on doit mesurer. Il ne faut pas oublier de soustraire, dans tous les cas, la distance qui aurait été effectuée suivant le tracé régulier (figure 2.3-1).

Si la structure est le seul lien entre une île et la terre ferme, inscrire « 999.9 ».

Lorsque la structure est située sur une route à chaussée séparée, vérifier si la circulation peut être détournée sur la chaussée voisine; dans l'affirmative, inscrire la valeur « 0.1 ».



Longueur du détour: $A + B + C - D$



Longueur du détour: $A + B + C + D + E - F$

LONGUEUR DU DÉTOUR

Figure 2.3-1 Longueur du détour

2.3.3 Capacité

Chargement conception

Inscrire le type de chargement utilisé lors de la conception, soit :

- 01- H10, H15 ou H20
- 02- H25 ou H30
- 03- H40
- 04- H20-S16
- 05- H25-S20
- 06- MS250
- 07- QS660
- 08- CL625
- 98- Autre
- 99- Inconnu

Note : Le type de chargement doit être celui indiqué sur les plans ou les devis de construction.

Évaluation; Dernière évaluation (Dern. Éval.)

Indiquer si le pont figure au programme d'évaluation des structures, c'est-à-dire si l'évaluation est :

- 0- À faire
- 1- Terminée
- 2- Non requise
- 3- À réévaluer

Lorsque le pont a été évalué, inscrire l'année d'évaluation.

Note : La Direction des structures fournit la liste des ponts figurant au programme d'évaluation. Elle peut fournir également l'année où l'évaluation a été réalisée (ou vérifiée, dans le cas des ponts acier-bois).

Sous observation; Fréquence

Indiquer si, oui ou non, le pont doit faire l'objet d'une inspection d'observation.

Indiquer également la fréquence (en mois) des inspections d'observation.

Note : L'inspection d'observation est définie à la section 1.4.6 du Manuel d'inspection des structures – Évaluation des dommages.

Capacité évaluée; Facteur F (Cap. évaluée; F)

Inscrire la capacité évaluée, en tonnes, pour les véhicules à deux, à trois et à quatre essieux, lorsque l'évaluation est complétée. Inscrire également la valeur du facteur F (facteur de capacité de surcharge) et sélectionner dans le menu qui apparaîtra à l'écran, le camion de calcul. Les choix sont les suivants :

- 0-
- 1- CL625
- 2- QS660

Affichage recommandé (Aff. recommandé)

Inscrire le type d'affichage recommandé suite à l'évaluation, soit :

- 1- Aucun (aucun affichage)
- 2- Ch. lég. (accès limité aux charges légales ou interdit aux véhicules en surcharge)
- 3- Ton. réd. (tonnage réduit)
- 4- Fermé

Si le panonceau P-200-P-1 « UN VÉHICULE À LA FOIS » doit accompagner le panneau de tonnage réduit ou d'accès limité aux charges légales, l'indiquer de la façon suivante: « 1 véhicule ». Le choix au menu est le suivant :

- 0-
- 1- Véhicule

Dans le cas où l'affichage à tonnage réduit est recommandé, inscrire la valeur pour les véhicules à 2, 3 et 4 essieux.

Affichage sur place (Aff. sur place)

Inscrire le type d'affichage présent sur le terrain, soit :

- 1- Aucun (aucun affichage)
- 2- Ch. lég. (accès limité aux charges légales ou interdit aux véhicules en surcharge)
- 3- Ton. réd. (tonnage réduit)
- 4- Fermé

Si le panneau P-200-P-1 « UN VÉHICULE À LA FOIS » accompagne le panneau de tonnage réduit ou d'accès limité aux charges légales, l'indiquer de la façon suivante : « 1 véhicule ». Le choix au menu est le suivant :

- 0-
- 1- 1 Véhicule

Dans le cas où l'affichage à tonnage réduit est sur place, inscrire la valeur pour les véhicules à 2, à 3 et à 4 essieux.

Capacité souhaitable (Cap. souhaitable)

Inscrire la capacité ou affichage souhaitable, soit :

- 1- Aucun (aucun affichage)
- 2- Ch. lég. (interdit aux surcharges)
- 3- Ton. réd.

Dans le cas où le pont peut être affiché à tonnage réduit, inscrire la valeur, en tonnes, pour les véhicules à 2, à 3 et à 4 essieux.

Capacité minimale souhaitable (Cap. min. souhaitable)

Inscrire la capacité ou l'affichage minimal souhaitable, soit :

- 1- Aucun (aucun affichage)
- 2- Ch. lég. (interdit aux surcharges)
- 3- Ton. réd.

Dans le cas où le pont peut être affiché à tonnage réduit, inscrire la valeur, en tonnes, pour les véhicules à 2, 3 et 4 essieux.

La capacité minimale souhaitable correspond à la valeur en deçà de laquelle le pont n'est plus fonctionnel. Ce serait le cas, par exemple, pour un pont affiché à 5 tonnes sur lequel un autobus scolaire de 12 tonnes ne pourrait plus passer.

2.3.4 Hydraulique

Cette section doit être saisie seulement pour les structures qui franchissent un cours d'eau.

Hauteur eaux hautes extrêmes (Eaux hautes extr.)

Inscrire la profondeur maximale de l'eau mesurée à partir du fond de la rivière, en mètres (niveau d'eau maximal prévisible ou observé).

Hauteur eaux basses extrêmes (Eaux basses extr.)

Inscrire la profondeur minimale de l'eau, mesurée à partir du fond de la rivière, en mètres (niveau d'eau minimal prévisible ou observé).

Étude réalisée (ann.)

Inscrire l'année où l'étude hydraulique a été réalisée.

Note : La Direction des structures peut fournir cette information.

Eaux navigables

Si l'information est connue, inscrire si, oui ou non, le cours d'eau est navigable. On peut s'informer si un cours d'eau est navigable auprès de l'unité administrative responsable du domaine hydrique du ministère de l'Environnement du Québec.

Lorsque le cours d'eau est navigable, on doit, avant d'effectuer des travaux, s'enquérir des critères de navigabilité en vertu de la Loi sur la protection des eaux navigables auprès de la Garde côtière canadienne.

Sujet à

- Affouillement

Inscrire s'il y a, oui ou non, possibilité d'affouillement.

Note : La Direction des structures peut fournir une liste des ponts susceptibles d'être affouillés.

- Embâcle

Inscrire s'il y a, oui ou non, possibilité d'embâcle.

- Inondation

Inscrire s'il y a, oui ou non, possibilité d'inondation.

2.4 ÉCRAN 3 : INFORMATIONS DESCRIPTIVES

Cet écran doit être saisi pour les structures de type :

1. PONCEAUX (en partie)
2. PONTS (au complet)

2.4.1 Géométrie

Note : La section « GÉOMÉTRIE » n'a pas à être saisie pour les structures de type ponceau.

Longueur totale

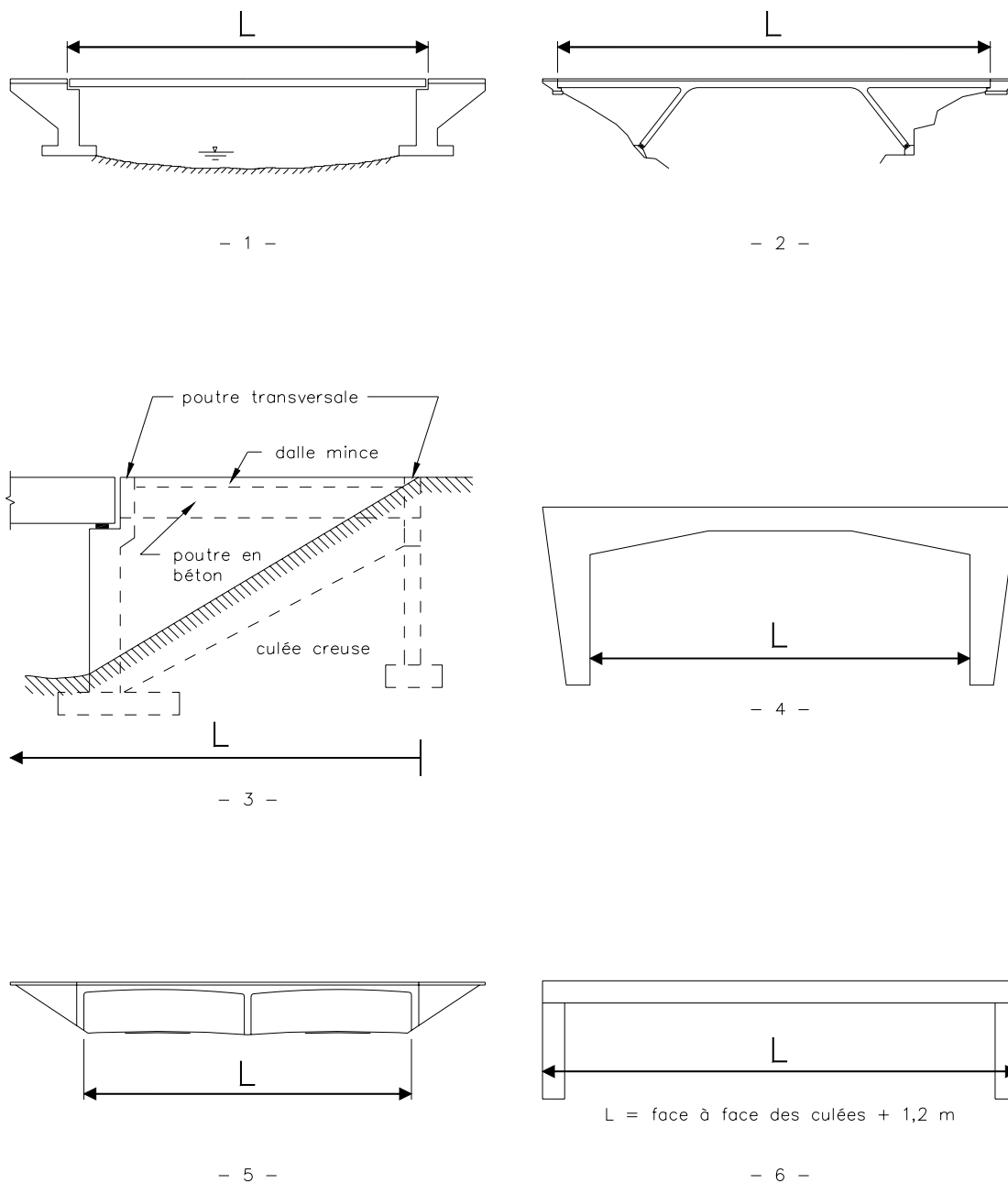
Inscrire la plus grande dimension parallèle à l'axe du pont, murs en retour ou en ailes des culées y compris, en mètres.

Longueur du tablier (Longueur tablier)

Inscrire la distance mesurée sur l'axe central du pont entre les extrémités du tablier ou entre les faces intérieures des garde-grèves des culées, en mètres.

Dans le cas des structures avec culées creuses, la longueur du tablier se mesure à partir de l'extérieur de la poutre transversale. Dans le cas des structures de type portique, cette longueur est égale à la mesure prise face à face, au haut, des béquilles. Pour les autres structures sans garde-grèves, elle est égale à la mesure prise face à face, au haut, des culées à laquelle on ajoute une valeur moyenne de 600 mm à chaque culée (mesure face à face des culées + 1,2 m). On trouvera dans la figure suivante quelques exemples de mesure de longueur de tablier (figure 2.4-1),

Il est à noter que la longueur du tablier est toujours inférieure ou égale à la longueur totale.



$L = \text{DISTANCE DANS L'AXE LONGITUDINAL DU PONT}$

Figure 2.4-1 Longueur du tablier

Nombre de voies de circulation (Nbr. voies circulation)

Inscrire le nombre de voies de circulation sur le pont.

Dégagement vertical supérieur (Dégagement vert. sup.)

Inscrire la hauteur libre au-dessus des voies de circulation et des accotements, en mètres. Cette hauteur doit être la valeur réelle mesurée en son point le plus bas.

Lorsque le dégagement vertical supérieur est illimité, on conserve la valeur par défaut qui est égale à « 99.99 ».

Largeur hors tout

Inscrire la dimension du tablier, mesurée perpendiculairement à l'axe longitudinal de la structure, en mètres. Dans le cas d'une structure à largeur variable, indiquer la largeur moyenne.

Largeur carrossable (Largeur carrossable)

La largeur carrossable d'un pont est égale à la largeur des voies de circulation (ou largeur de la chaussée) et des accotements de la route. Elle se mesure perpendiculairement à l'axe longitudinal du pont, entre les chasse-roues (ou trottoirs) ou pour les ponts sous remblai dont les accotements ne sont pas bien délimités entre les dispositifs de retenue, en mètre. Cette dimension est toujours inférieure à la largeur hors tout.

Largeur carrossable souhaitable (Larg. carros. souhait.)

Inscrire la largeur carrossable souhaitable en mètres. Cette valeur doit être égale à la largeur de la route existante ou projetée. La largeur de la route est la largeur de la chaussée avec les accotements.

Largeur carrossable minimale souhaitable (Larg. car. min. sou.)

Inscrire la largeur carrossable minimale souhaitable en mètres. Cette valeur doit correspondre à la dimension en deçà de laquelle le pont ne serait plus fonctionnel.

Épaisseur du remblai

Inscrire l'épaisseur du remblai au centre de la structure ou de la chaussée, en mètres.

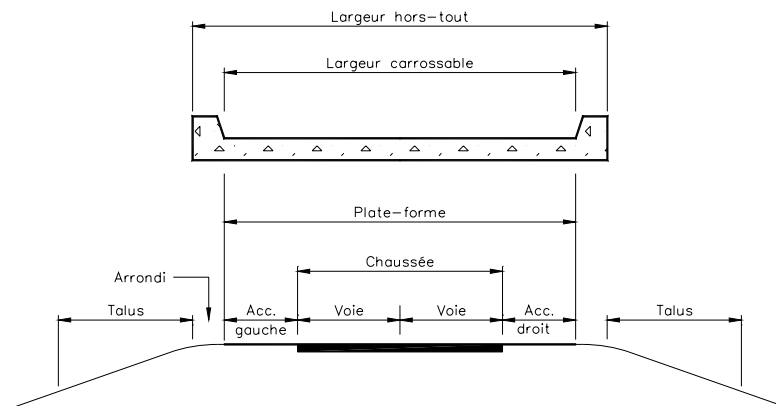
Biais – Y

Le biais d'un pont est l'angle formé par une ligne perpendiculaire à l'axe longitudinal du pont et une ligne passant par l'axe des appuis (figure 2.4-2).

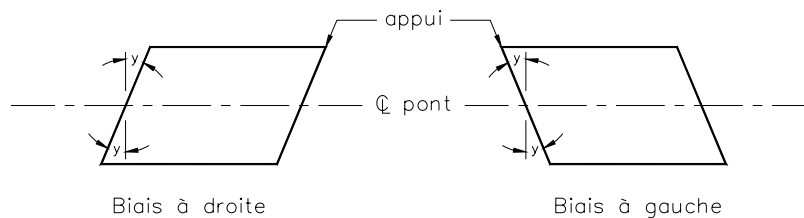
Il est nul quand le pont est à angle droit.

Le biais est dit à droite si l'angle tombe dans le 1^{er} ou le 3^e quadrant, à gauche s'il tombe dans le 2^e ou le 4^e quadrant.

Indiquer en premier lieu si le biais est nul, à droite ou à gauche et, en second lieu, la valeur de l'angle « Y », en degrés. Cette valeur doit toujours être inférieure à 65 degrés. Par défaut, le système indique que le biais est nul mais cette valeur peut évidemment être modifiée en tout temps.



LARGEUR D'UN PONT



BIAIS

Figure 2.4-2 Biais

2.4.2 Utilités publiques

Inscrire, pour chacune des utilités publiques suivantes, le nombre d'éléments présents sur la structure :

- Téléphone
- Électricité
- Aqueduc
- Conduits vides
- Gaz
- Câble
- Égout
- Autres

2.4.3 Divers

Coût de remplacement

L'utilisateur peut saisir le coût de remplacement de la structure. Le coût de remplacement estimé de la structure, en dollars, doit être égal au coût de construction d'une nouvelle structure de dimensions conformes aux normes actuelles et du type le plus approprié (lequel tient compte des contraintes hydrauliques, géotechniques, géométriques, de construction, d'entretien et d'environnement).

Valeur à neuf

Le système génère un coût égal à la valeur à neuf de la structure. Cette valeur à neuf représente le coût de construction d'une structure de même type et de mêmes dimensions que la structure existante ; longueur du tablier et largeur hors tout ou dimension horizontale et longueur pour les structures de type ponceau. Il est à noter que les dimensions requises doivent préalablement avoir été saisies dans le système.

Note : Le fichier contenant la valeur à neuf au mètre carré de tablier, selon le type de structure, « Liste de la valeur à neuf des types de structures » est disponible sur le site intranet de la Direction des structures.

Classe sismique

Inscrire la classe de pont considérée, soit :

- 1- Pont d'échangeur (pont à géométrie courbe, à colonnes décentrées, etc.)
- 2- Pont constituant une autoroute surélevée (ex. boul. Métropolitain)
- 3- Autre

Renforcement sismique réalisé

Inscrire, si oui ou non, un renforcement sismique a été réalisé.

Acier – Protection

Indiquer la superficie d'acier des systèmes structuraux, en mètres carrés. Puis, inscrire le type de protection utilisé pour la surface d'acier, soit :

- 01- Système de peinture à l'alkyde
- 02- Système de peinture au zinc inorganique
- 03- Système de peinture à base de résines pour acier exposé aux intempéries
- 04- Autre système de peinture
- 05- Métallisation
- 06- Métallisation suivie de l'application de peinture
- 07- Galvanisation à chaud
- 08- Acier patinable (Type A ou AT)
- 09- Autre
- 99- Inexistant

Note : Les dispositifs de retenue (garde-fous et glissières) ne doivent pas être considérés dans le calcul des surfaces d'acier.

Lambris

Inscrire la superficie de lambris en mètres carrés. Le champ est accessible seulement pour les ponts de type 67 - « Pont couvert ».

2.5 ÉCRAN 4 : INFORMATIONS DESCRIPTIVES

Cet écran doit être saisi pour les structures de type :

1. PONCEAUX (en partie)
2. PONTS (au complet)

2.5.1 Dégagement inférieur

Pour chacun des obstacles (possibilité de 8) définis à l'écran 1, remplir, dans le même ordre, les 5 champs suivants :

Horizontal gauche – Protection (Hor. G. – Pro)

Dans le cas où l'obstacle est une route à sens unique, se placer dans le sens de la circulation pour déterminer le côté gauche ou droit. Dans le cas où l'obstacle est une route à circulation dans les deux sens ou une voie ferrée, faire face à l'est ou au nord pour déterminer le côté gauche ou droit.

Si l'obstacle est une voie ferrée, inscrire la distance à gauche, en mètres, entre le centre de la voie et la face avant de la pile (ou de la culée). S'il s'agit d'une route, inscrire la distance à gauche, entre le bord de la chaussée (ou ligne de rive) et la pile (ou la culée). Inscrire également s'il existe, oui ou non, une protection latérale contre la pile (ou la culée) de gauche (glissière en béton, par exemple).

Si l'obstacle est un cours d'eau, un passage pour piétons, animaux ou motoneiges ou de type « autre », ne rien inscrire dans les 2 champs.

Horizontal droit – Protection (Hor. D. – Pro)

Si l'obstacle est une voie ferrée, inscrire la distance à droite, en mètres, entre le centre de la voie et la face avant de la pile (ou de la culée). S'il s'agit d'une route, inscrire la distance à droite, entre le bord de la chaussée (ou ligne de rive) et la pile (ou la culée). Inscrire également s'il existe, oui ou non, une protection latérale contre la pile (ou la culée) de droite.

Si l'obstacle est un cours d'eau, un passage pour piétons, animaux ou motoneiges ou de type « autre », ne rien inscrire dans les 2 champs.

Vertical inférieur (Vert. inf.)

Inscrire la hauteur libre, en mètres.

Si l'obstacle est une route, le dégagement vertical inférieur est la plus petite distance mesurée sous le tablier d'une structure vis-à-vis des voies de circulation et des accotements (figure 2.5-1).

Si l'obstacle est un chemin de fer, la hauteur libre se mesure à partir du dessus du rail le plus élevé.

Si l'obstacle est un cours d'eau, la hauteur libre se mesure entre le soffite et le niveau des eaux hautes. L'article 2.1.4.2 du Tome III - Ouvrages d'art, des Normes du MTQ indique comment déterminer la hauteur libre selon le caractère de navigabilité du cours d'eau et la présence ou l'absence de marée, d'embâcle de glaces ou de débris.

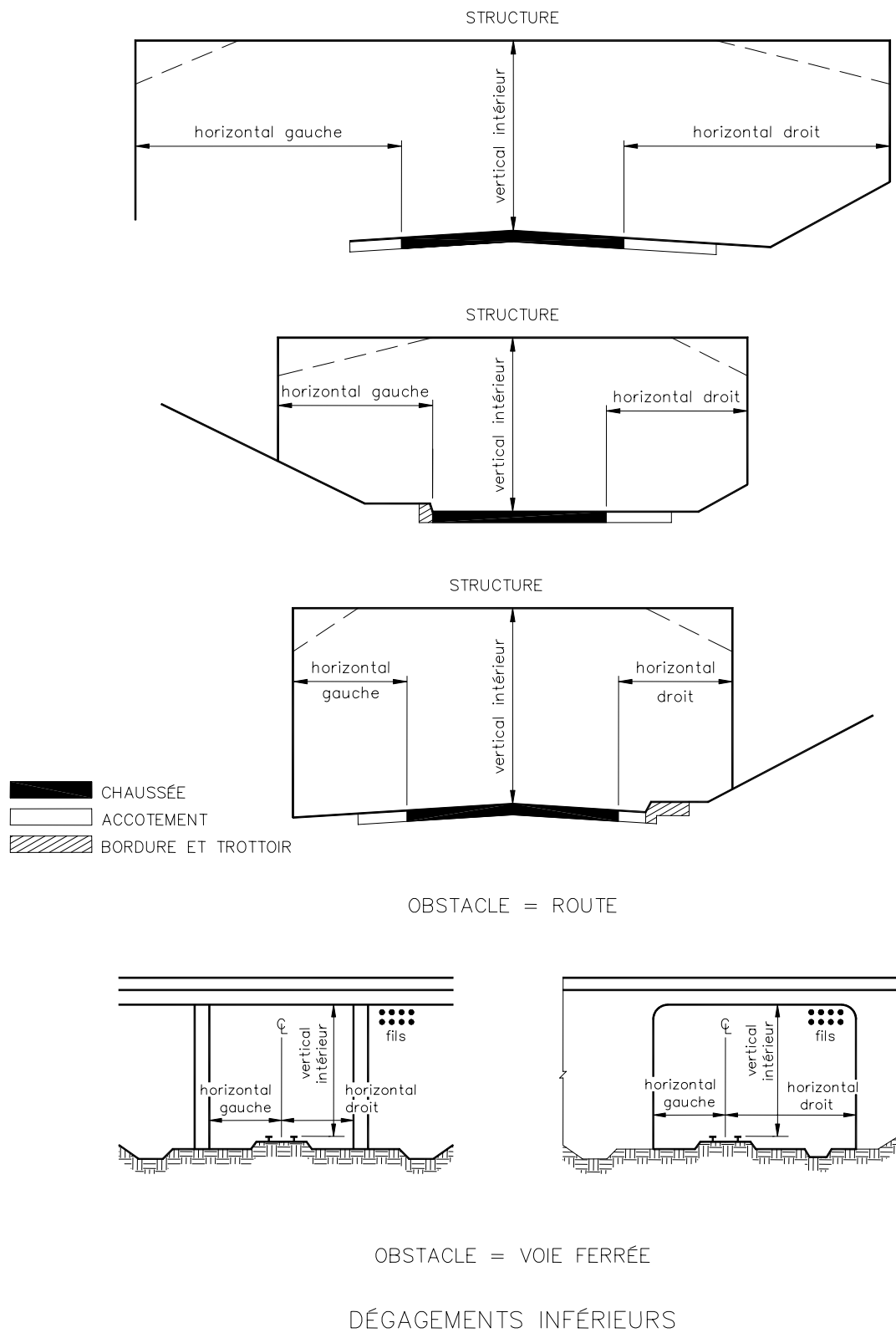


Figure 2.5-1 Dégagements verticaux inférieurs

2.5.2 Unités de fondation – Appareils d'appui - Joints

Pour la description des unités de fondation, on dispose, à l'écran, de 41 blocs. Chaque unité de fondation doit être décrite distinctement; aucun regroupement ne peut être fait, même si plusieurs unités de fondation sont identiques.

Il est à noter que pour les structures de type ponceau, seule la nature du sol peut être saisie.

Note : Commencer par l'ouest ou le sud de la structure pour l'entrée des données selon l'orientation déjà définie à l'écran 1: Identification et localisation.

Numéro (No)

Le numéro séquentiel de l'unité de fondation à décrire est généré par le système.

Type culées/piles

Inscrire le type de culée ou de pile considéré, soit (figures 2.5-2, 2.5-3, 2.5-4, 2.5-5 et 2.5-6:

- 01- Culée pleine
- 02- Culée ouverte
- 03- Culée creuse
- 04- Culée en mur berlinois
- 05- Béquille de portique
- 06- Béquille intermédiaire
- 07- Pile avec fût sans colonne avec ou sans chevêtre
- 08- Pile à plusieurs colonnes avec chevêtre
- 09- Pile à plusieurs colonnes sans chevêtre
- 10- Pile à une colonne
- 11- Banc
- 12- Caisson à claire-voie
- 13- Caisson à claire-voie gainé
- 14- Culée sur remblai
- 15- Culée sur remblai renforcé
- 16- Pile d'un pont en arc
- 17- Extrémité d'un pont en arc à tympan rigide
- 18- Culée en terre armée
- 99- Travée d'extrémité en porte-à-faux

Le nombre de travées que l'on retrouve à l'écran 5 dans la section « Systèmes structuraux » dépend du nombre d'unités de fondation saisis ici : nombre de travées = nombre d'unités de fondation - 1.

- Béquille

Pour un pont à béquilles, on doit donc saisir le type 99 (travées d'extrémité en porte-à-faux) à l'unité de fondation n° 1 puis saisir le type 06 (béquille intermédiaire) à l'unité de fondation n° 2 afin de créer la première travée (travée en porte-à-faux) à l'écran 5.

- Culée creuse

En présence d'une culée creuse, on doit saisir le type 03 (culée creuse) à l'unité de fondation n° 1 puis saisir le type 07 (pile avec fût sans colonne avec ou sans chevêtre) ou 08 (pile à plusieurs colonnes avec chevêtre ou 09 (sans chevêtre)) à l'unité de fondation n° 2 afin de simuler la fin de la culée creuse. En saisissant ainsi 2 unités de fondation pour la culée creuse, on peut alors créer, à l'écran 5, une travée supplémentaire constituée des poutres et de la dalle de la culée creuse pour lesquelles des fiches d'inspection pourront être générées.

- Banc en acier

De même, en présence d'un banc d'acier qui supporte une travée, il faut indiquer la présence de deux bancs (unité de fondation n° « x » : type 11 - banc et unité de fondation n° « x + 1 » : type 11 - banc) afin de générer la travée à l'écran 5.

Note : Des croquis de chacun des types sont donnés ci-après.

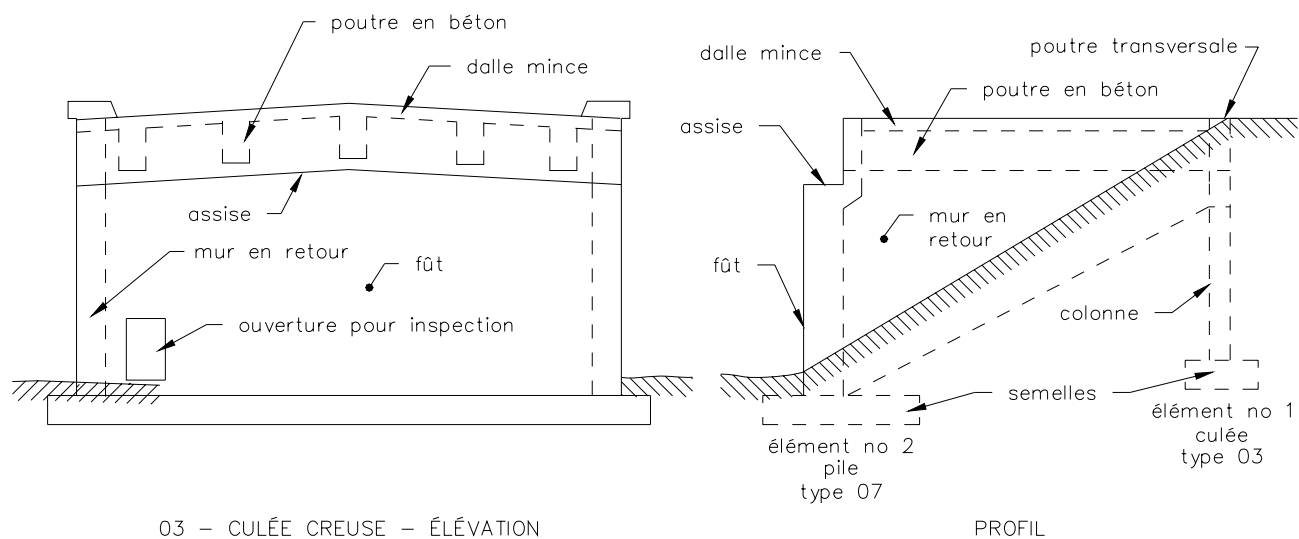
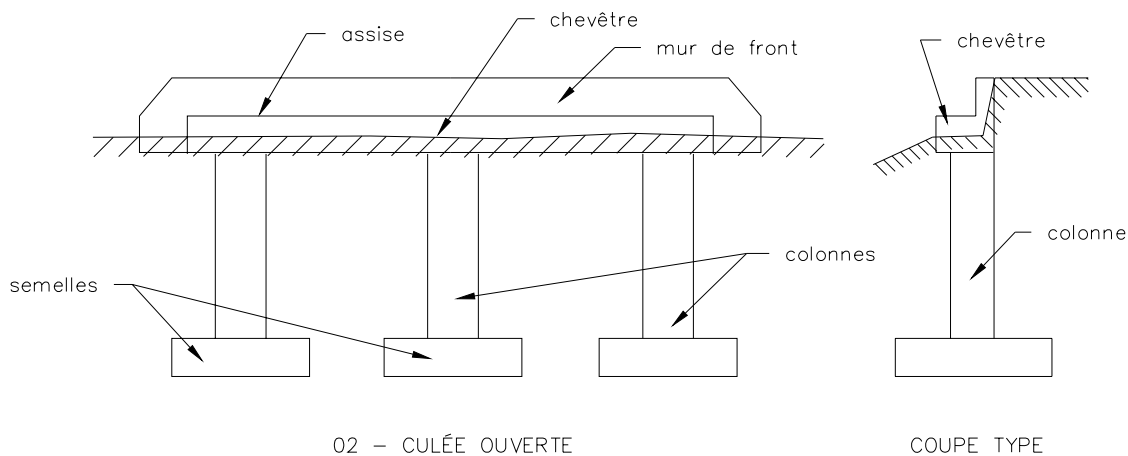
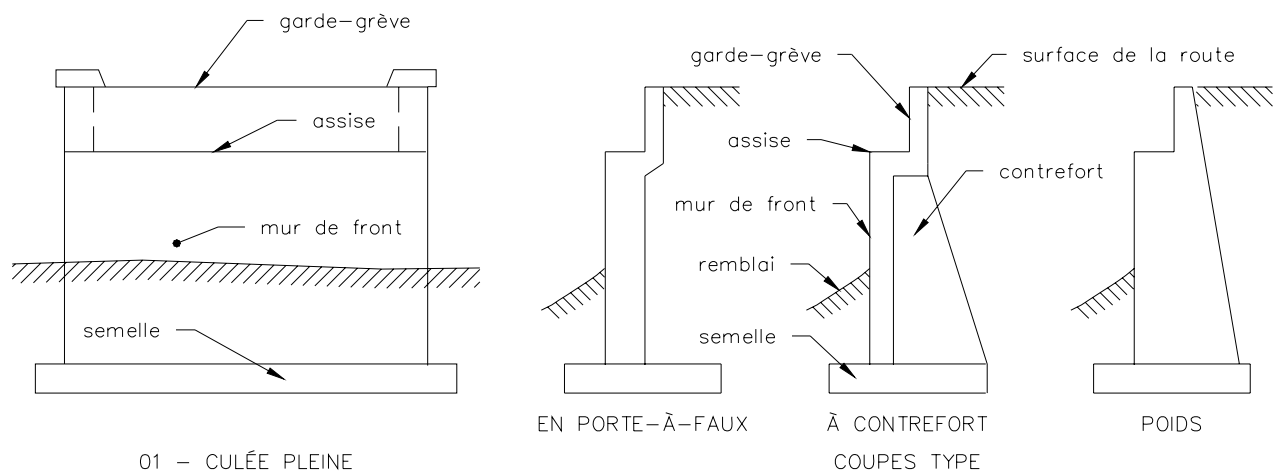
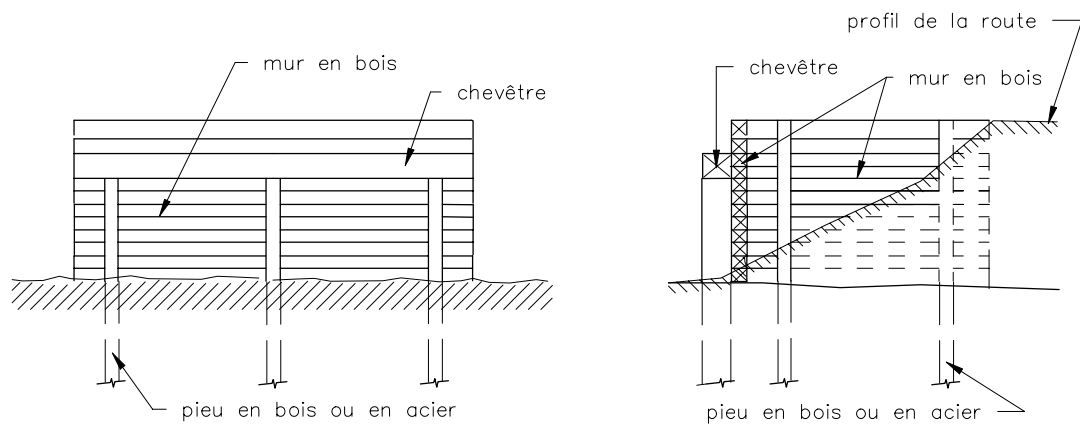
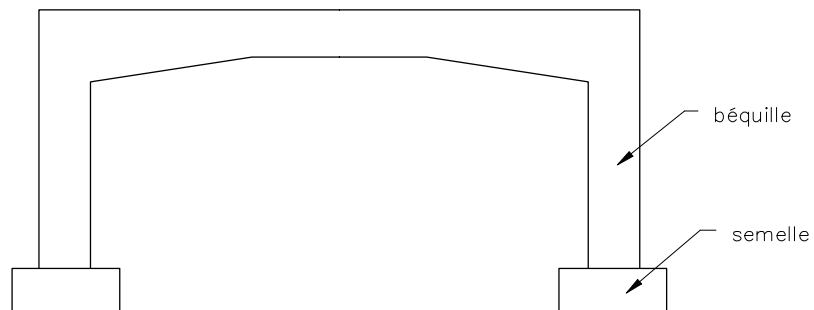


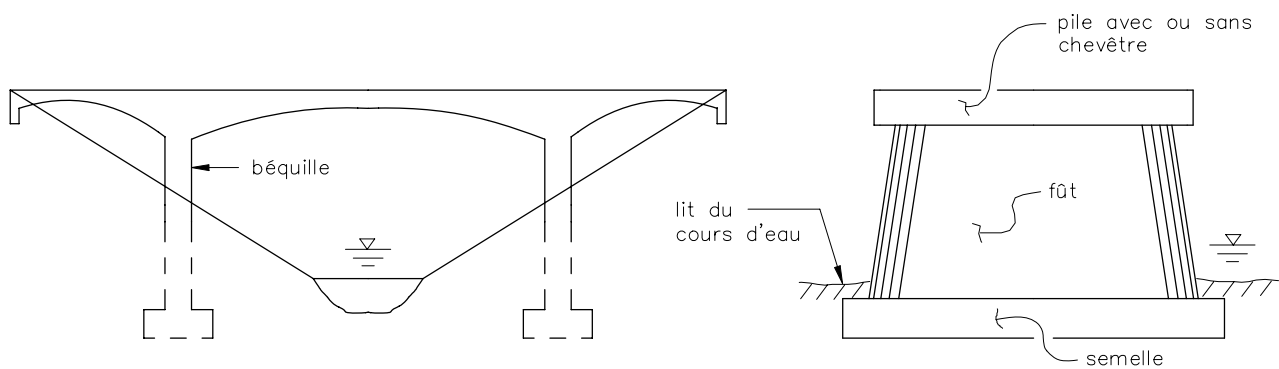
Figure 2.5-2 Types de culées et de piles



04 – CULÉE EN MUR BERLINOIS



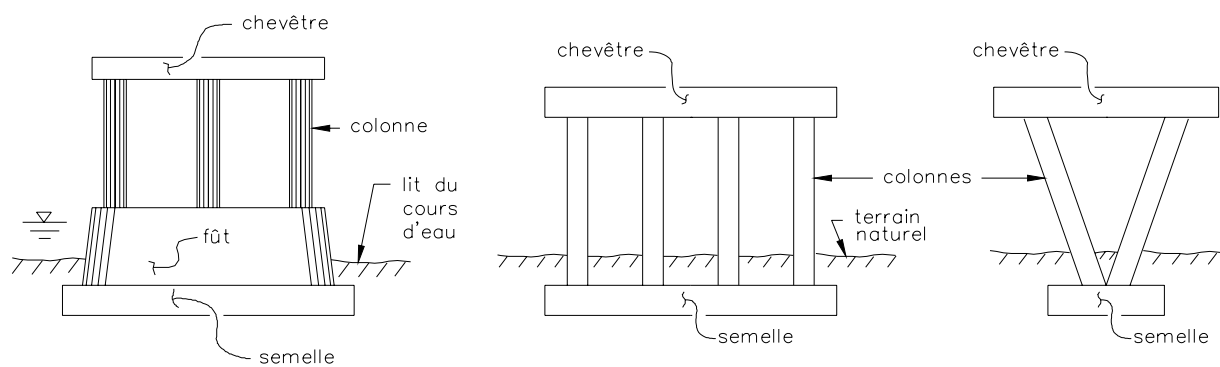
05 – BÉQUILLE DE PORTIQUE



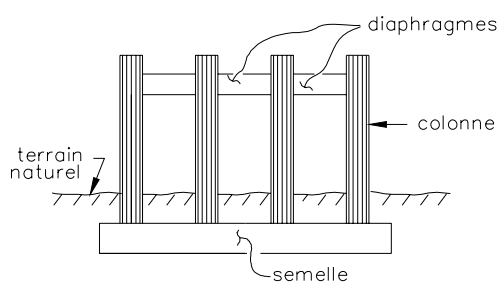
06 – BÉQUILLE INTERMÉDIAIRE

07 – PILE AVEC FÛT SANS COLONNE
AVEC OU SANS CHEVÊTRE

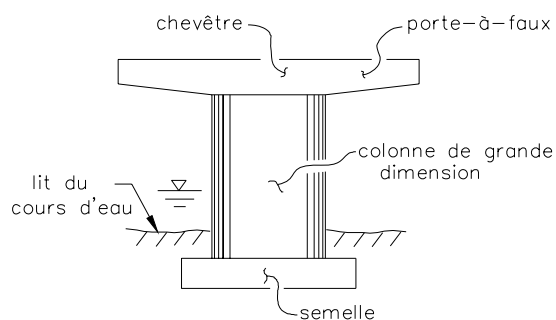
Figure 2.5-3 Types de culées et de piles



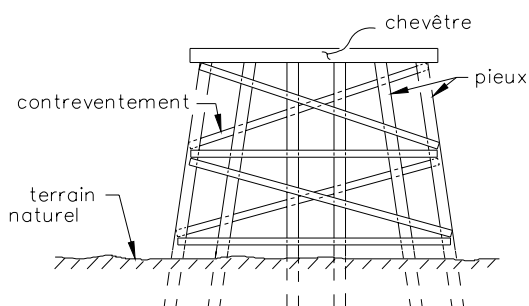
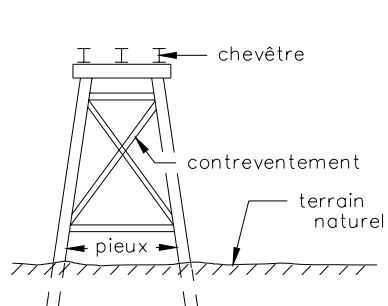
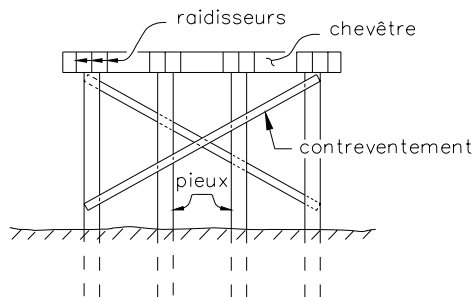
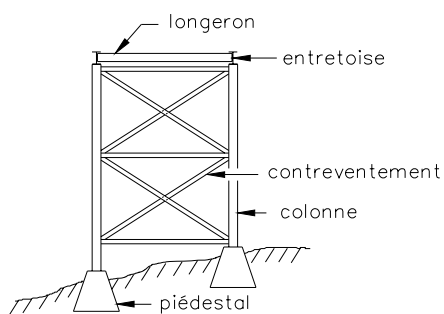
08 – PILES À PLUSIEURS COLONNES AVEC CHEVÊTRE



09 – PILE À PLUSIEURS COLONNES SANS CHEVÊTRE

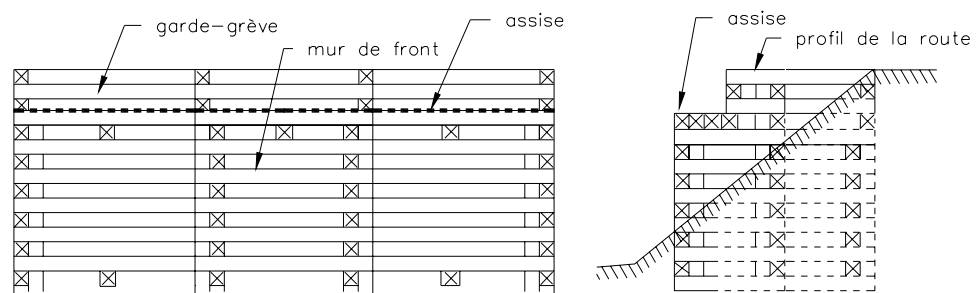


10 – PILE À UNE COLONNE

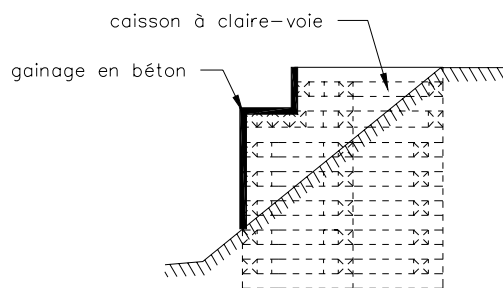


11 – BANCS

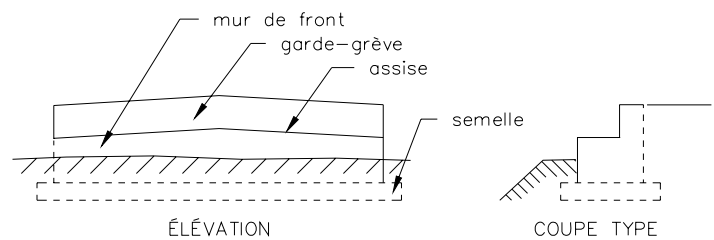
Figure 2.5-4 Types de culées et de piles



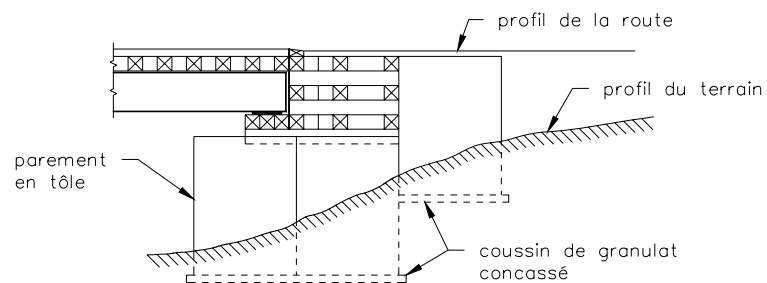
12 – CAISSON À CLAIRE-VOIE



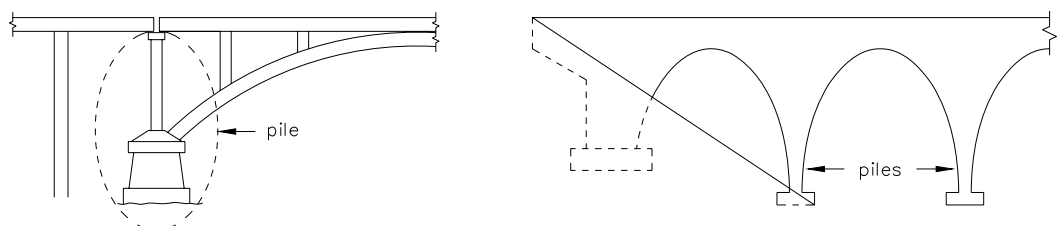
13 – CAISSON À CLAIRE-VOIE GAINÉ



14 – CULÉE SUR REMBLAI

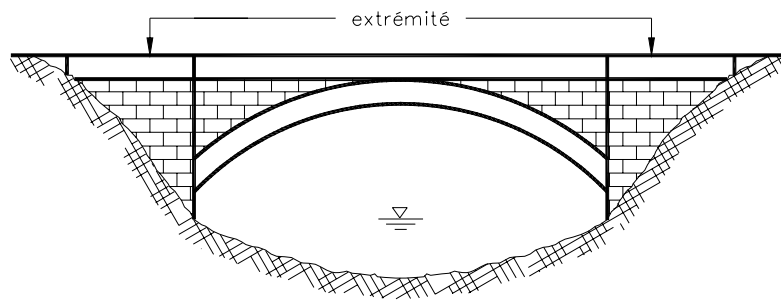


15 – CULÉE SUR REMBLAI RENFORCÉ (EXEMPLE TER-VOILE)

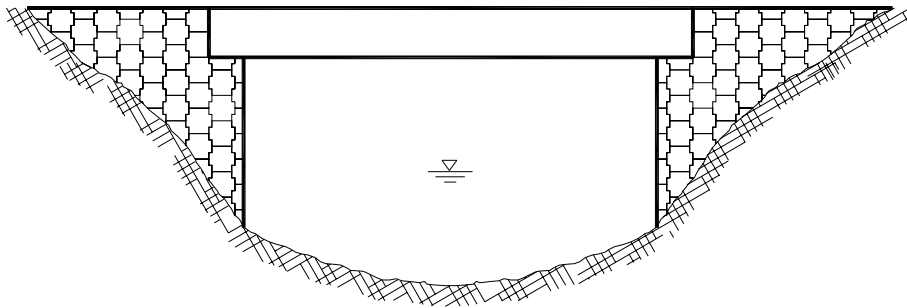


16 – PILE D'UN PONT EN ARC

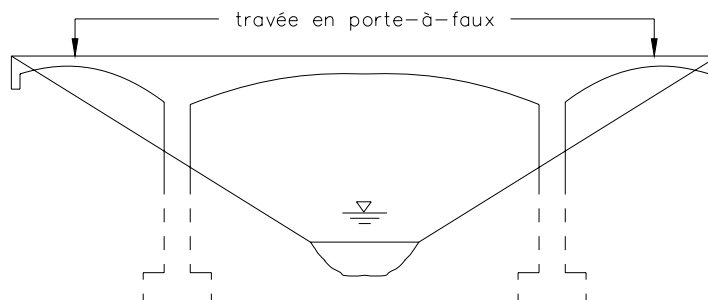
Figure 2.5-5 Types de culées et de piles



17 – EXTRÉMITÉ D'UN PONT EN ARC À TYMPAN RIGIDE



18 – CULÉE EN TERRE ARMÉE



99 – TRAVÉE D'EXTRÉMITÉ EN PORTE-À-FAUX

Figure 2.5-6 Types de culées et de piles

Type de matériau (Matér.)

Inscrire le matériau constituant la culée ou pile, soit:

- 1- Béton
- 2- Acier
- 3- Bois
- 4- Maçonnerie
- 9- Inexistant (dans le cas d'une travée d'extrémité en porte-à-faux)

Hauteur (Haut.)

Inscrire la hauteur, en mètres, de la culée ou de la pile, mesurée du dessus de la semelle ou du terrain naturel jusqu'au niveau des assises ou du dessous des poutres.

Type de fondation

Inscrire le type de fondation considéré, soit :

- 01- Fondation superficielle
- 02- Pieux en bois
- 03- Pieux en acier
- 04- Pieux préfabriqués en béton
- 05- Pieux en béton à base élargie
- 06- Pieux forés
- 07- Caisson
- 08- Autre type de fondation profonde
- 09- Non spécifié
- 10- Pieux de type indéterminé
- 99- Inexistant (dans le cas d'une travée d'extrémité en porte-à-faux)

Nature du sol

Inscrire la nature du sol sous-jacent à la semelle ou à l'unité de fondation s'il n'y a pas de semelle, soit :

- 1- Roc
- 2- Sol grossier dense ou compact (gravier ou sable graveleux dense, gravier ou Sable graveleux compact, sable dense, sable compact)

- 3- Argile raide (argile très raide à dure ou mélange hétérogène tel que moraine, argile raide, argile ferme)
- 4- Remblai
- 5- Sol grossier lâche, argile molle ou silt (gravier ou sable graveleux lâche, sable lâche, argile molle ou silt)
- 6- Sol liquéfiable (argile ou silt très mou, sable fin saturé)
- 7- Non spécifié
- 9- Inexistant (dans le cas d'une travée d'extrémité en porte-à-faux)

Note : Dans le cas de fondations profondes, inscrire la nature de la couche supérieure du sol et non celle des couches profondes.

Appareil d'appui

- **1 – F/M et 2 – F/M**

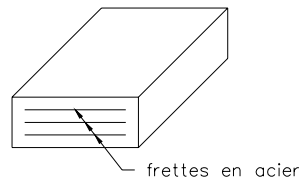
Inscrire le type d'appareil d'appui (le premier, puis le deuxième rencontré sur l'unité de fondation), soit :

- 01- En élastomère fretté
- 02- En élastomère non fretté
- 03- Avec articulation sphérique
- 04- À élastomère confiné
- 05- À plaques en acier, à rotules en acier
- 06- À rouleaux
- 07- À pendule
- 08- En élastomère fretté avec éléments glissants
- 98- Autre
- 99- Inexistant

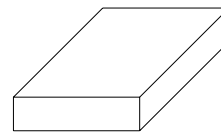
À la première culée, le premier champ ne peut être saisi alors qu'à la dernière culée, le deuxième champ ne peut être saisi car il n'y a qu'une seule série d'appareils d'appui sur chaque culée. Lorsqu'il n'y a qu'une seule série d'appareils d'appui sur la pile, le deuxième champ doit indiquer « inexistant ».

Le type d'appareil doit être suivi d'une lettre permettant d'indiquer si l'appareil est fixe ou mobile :

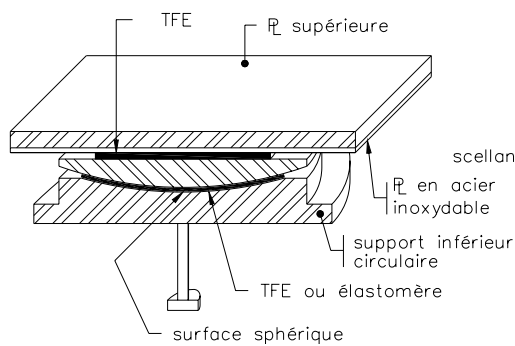
- F- Fixe
- M- Mobile
- A- Absent (dans le cas où il n'y a pas d'appareil d'appui)



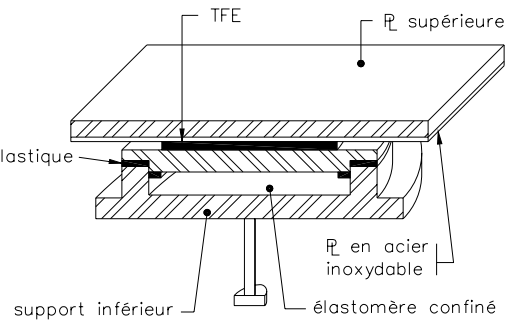
1 – PLAQUE EN ÉLASTOMÈRE FRETTÉ



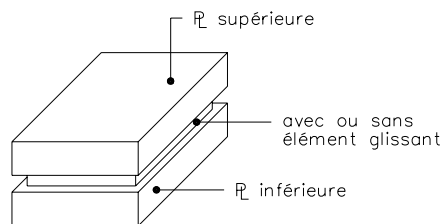
2 – PLAQUE EN ÉLASTOMÈRE NON FRETTÉ



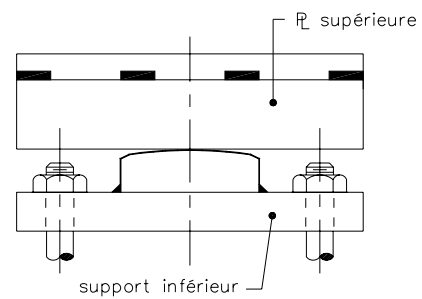
3 – AVEC ARTICULATION SPHÉRIQUE



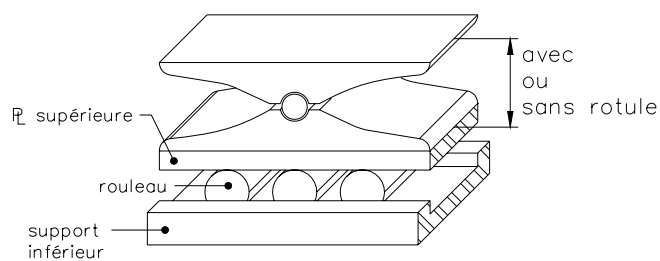
4 – À ÉLASTOMÈRE CONFINÉ



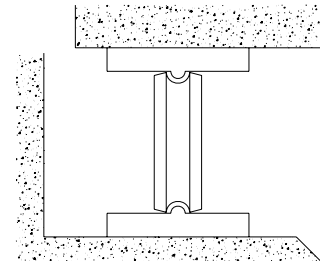
5 – À PLAQUES EN ACIER,



À ROTULE EN ACIER



6 – À ROULEAUX



7 – À PENDULE

Figure 2.5-7 Types d'appareils d'appui

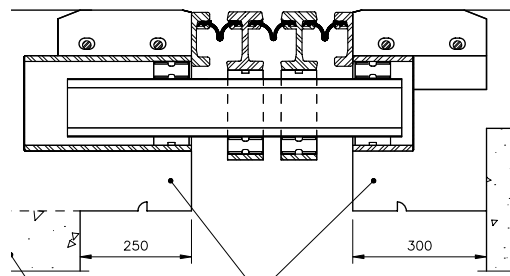
Joint de tablier

Inscrire le type de joint considéré, soit :

- 01- À ouverture libre
- 02- À plaque
- 03- À doigts
- 04- À dents
- 05- À plaques en élastomère
- 06- À garniture comprimée en élastomère
- 07- À garniture enclenchée en élastomère
- 08- À plaque en élastomère fretté
- 09- Fixe
- 10- Modifié (modifié à la culée ou éliminé à la pile)
- 11- À plus d'une garniture
- 12- Inexistant
- 98- Autre
- 99- Inexistant

Si on est en présence d'un joint qui n'est pas situé à la culée ou à la pile (par exemple : joint au centre dans le cas d'un pont constitué de deux structures à béquilles construites bout à bout), il faut inscrire le joint au niveau de l'unité de fondation précédant ou suivant.

Note : Des croquis de chacun des types sont donnés à la figure 2.5-8 sauf le croquis du type 11 donné ci-après.



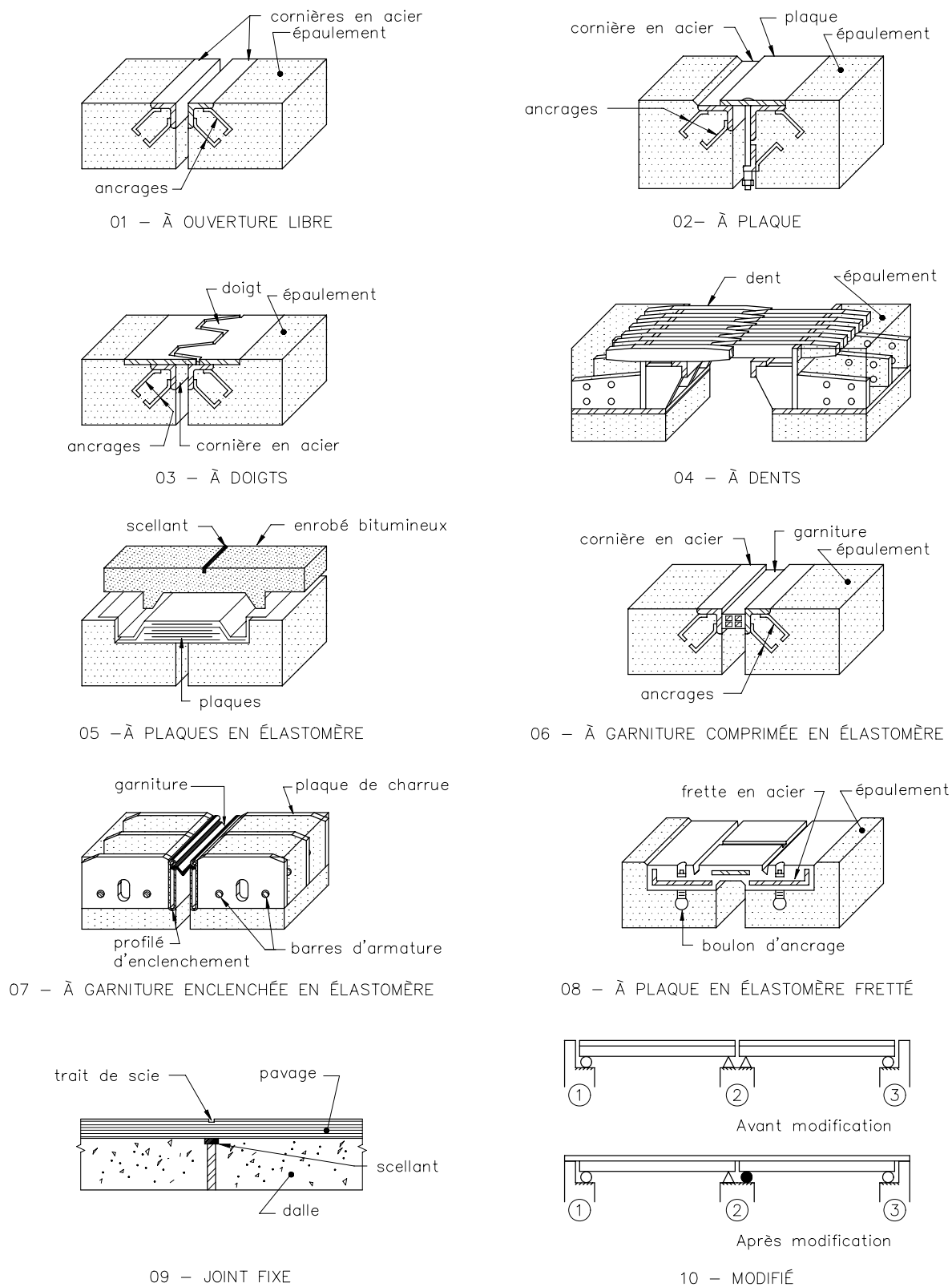


Figure 2.5-8 Types de joints de tablier

2.6 ÉCRAN 5 : INFORMATIONS DESCRIPTIVES

Cet écran doit être saisi pour les structures de type :

1. PONCEAUX (en partie)
2. PONTS (au complet)

2.6.1 Systèmes structuraux

La section « Systèmes structuraux » n'a pas à être saisie pour les structures de type ponceau.

Pour la description des systèmes structuraux, on dispose, à l'écran, de 40 blocs de 7 champs.

Numéro de la travée (Trav. no)

Le numéro séquentiel de la travée est généré par le système. On doit débiter la description par le sud ou l'ouest selon l'orientation déjà définie à l'ÉCRAN 1 : IDENTIFICATION ET LOCALISATION.

La travée se définit comme la partie du tablier d'un pont entre deux appuis successifs. On considère comme travée, la partie du tablier supportée par une même pile (banc d'acier, pile en béton en forme de V,...), lorsque la longueur mesurée entre les deux extrémités de la pile (entre les colonnes ou pieux) est de deux mètres ou plus. On doit aussi considérer comme travée, la partie intérieure d'une culée creuse et la partie en porte-à-faux d'un pont à béquilles. Afin de ne pas alourdir inutilement le système, on considère, dans le cas d'un pont constitué de deux structures à béquilles construites bout à bout, les deux parties en porte-à-faux qui se rejoignent au centre du pont comme une seule travée.

Type de structure

Pour la travée concernée, inscrire le type de structure (de 31 à 82), selon la classification du chapitre 1 du Tome III - Ouvrages d'art, des Normes du MTQ.

Dans le cas où deux types sont présents sur une même travée (ex. : poutres d'acier et poutres de béton), inscrire le type qui caractérise le mieux la travée soit, le plus souvent, le type de la structure originale, avant élargissement. Il faut cependant s'assurer, en inscrivant son choix, que le système génère les fiches d'inspection nécessaires. Par exemple, si un pont à dalle épaisse de type 31 a été élargi avec des poutres de béton armé (type 41), il faudra saisir un type 41 pour la travée afin que la fiche de « poutre à âme pleine » soit générée (fiche F); la fiche de « platelage » (fiche E) qui est nécessaire sera également générée.

Note : Le type de structure défini à l'Écran 1 : Identification et localisation doit se retrouver dans un des types de structure défini pour chacune des travées, à l'exception du type 85, qui peut être saisi en type de structure principal et non en type de structure par travée.

Longueur (Long.)

Inscrire la longueur de chaque travée, en mètres, mesurée généralement entre 2 appuis successifs (du centre d'une pile au centre de la pile suivante) (figures 2.6-1 et 2.6-2). Cependant, la première travée se mesure de la face intérieure du garde grève au centre de la pile suivante ou à la face intérieure du garde grève de l'autre extrémité. Pour les structures de type portique, la travée est égale à l'ouverture.

Il ne faut pas confondre la longueur de travée et la portée qui se définit, pour sa part, comme la distance entre deux points d'appui consécutifs des éléments porteurs (centre à centre des appuis). Ainsi, la longueur de travée est normalement supérieure à la portée.

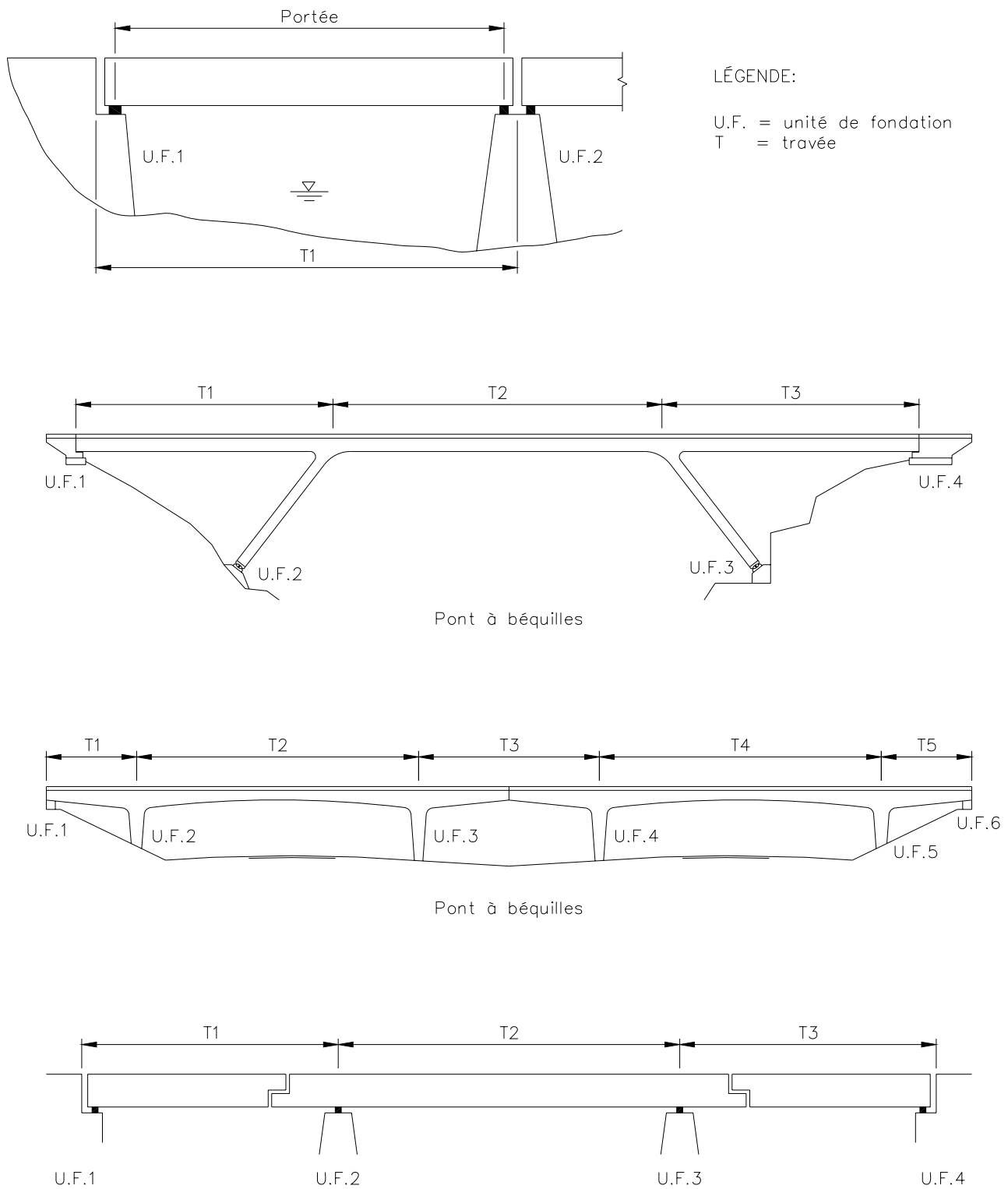
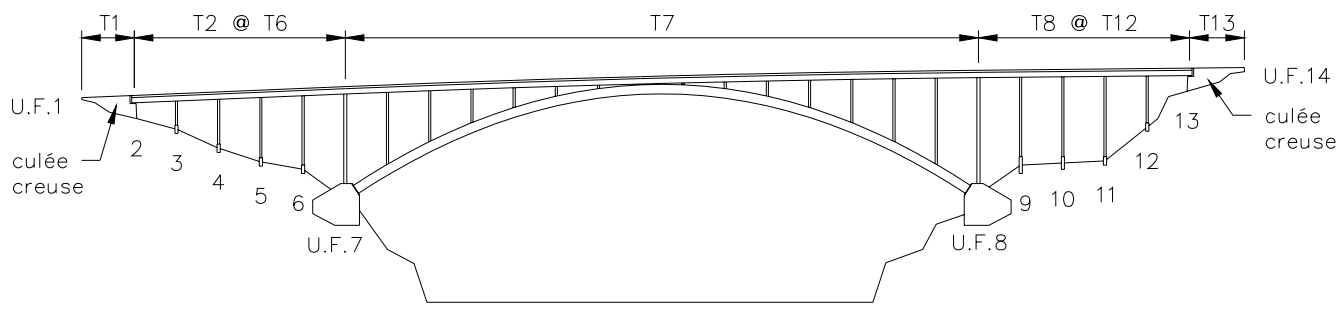
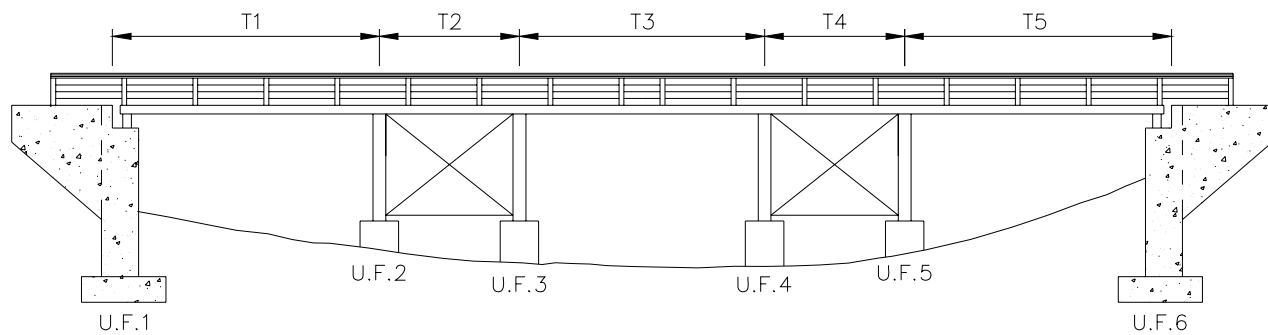
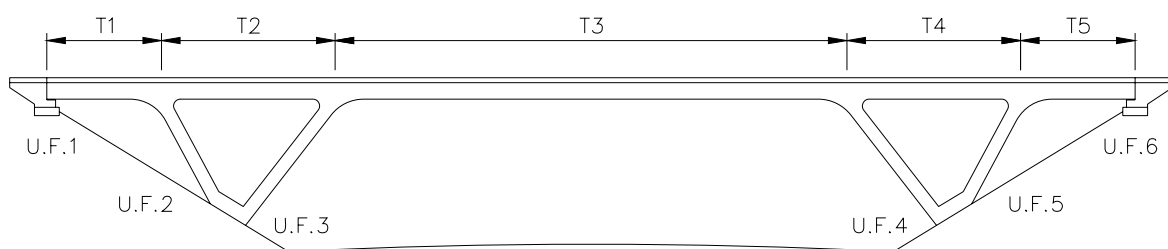


Figure 2.6-1 Longueur des travées



Pont en arc



LÉGENDE:

U.F. = unité de fondation

T = travée

Figure 2.6-2 Longueur des travées

Simple/Continue (S/C)

Inscrire si la travée est simple (S) ou continue (C), c'est-à-dire si les poutres sont discontinues ou continues au-dessus des piles.

Nombre de poutres (Nbre de poutres)

Inscrire le nombre de poutres pour la travée. Dans le cas d'une travée de culée creuse, inscrire le nombre de poutres principales qui peuvent être transversales ou longitudinales.

Inscrire 99 pour tous les ponts à dalle épaisse (types 31 à 39) et les ponts en arc à tympan rigide (certains ponts de type 75). Pour les ponts à poutres caissons (types 56, 57 et 58), inscrire le nombre total de cellules dans le cas des poutres à caisson multicellulaire ou le nombre total de caissons dans le cas des poutres à caisson unique.

Type de platelage

Inscrire le type de platelage de la travée, soit:

- 1- Dalle en béton armé
- 2- Platelage en bois
- 3- Dalle orthotrope
- 4- Caillebotis
- 5- Platelage en tôle ondulée avec béton
- 6- Dalle avec précontrainte transversale
- 7- Dalle intermittente avec précontrainte transversale
- 8- Platelage en bois précontraint
- 9- Autre

Surface de roulement

Indiquer la surface de roulement de la travée, soit:

- 1- Enrobé bitumineux
- 2- Béton de ciment
- 3- Plancher en bois
- 4- Bitume caoutchouté
- 5- Grillage métallique ouvert
- 6- Gravier
- 7- Autre

2.6.2 Équipements

Pour chacun des équipements, inscrire les informations pour le côté gauche, le côté droit et le centre de la structure.

Éclairage

- Nombre (Nb)

S'il y a un système d'éclairage sur la structure, inscrire le nombre de lampadaires.

- Entretien

S'il y a un système d'éclairage, inscrire qui en assure l'entretien, soit :

- MTQ
- Municipalité
- Autre

Piste cyclable (Piste cycla.)

- Oui/Non (O/N)

Inscrire si, oui ou non, une piste cyclable est présente sur la structure.

- Nécessaire (Néces.)

Inscrire si, oui ou non, une piste cyclable est nécessaire. Dans ce cas, l'inscription se fera dans le premier champ seulement, soit celui du côté gauche.

Trottoir

- Oui/Non (O/N)

Inscrire si, oui ou non, un trottoir est présent sur la structure, du côté gauche et du côté droit.

- Nécessaire (Néces.)

Inscrire si, oui ou non, un trottoir est nécessaire, du côté gauche et du côté droit.

Chasse-roue

- Oui/Non (O/N)

Inscrire s'il y a, oui ou non, un chasse-roue sur la structure.

Lorsqu'on est en présence de glissières rigides en béton, inscrire qu'il y a un chasse-roue.

S'il y a un trottoir du côté concerné (Trottoir = « Oui »), la valeur « Non » s'inscrit par défaut mais peut être modifiée.

S'il n'y a pas de trottoir du côté concerné (Trottoir = « Non »), la valeur « Oui » s'inscrit par défaut mais peut être modifiée.

Dispositif de retenue (D. retenue)

- Type – Modèle

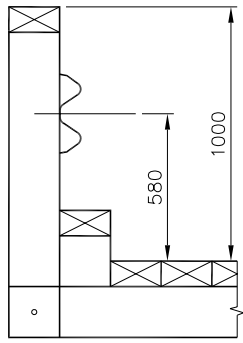
Indiquer le type de dispositif de retenue considéré, soit :

01- Glissière 15	17- Glissière 47C	33- Glissière 97
02- Glissière 25	18- Glissière 90A	34- Glissière 201
03- Glissière 30 (ou 202)	19- Glissière 91A	35- Glissière 202M
04- Glissière 31	20- Glissière 91B	36- Glissière 202ME
05- Glissière 31C	21- Glissière 91C	37- Glissière 301
06- Glissière 35	22- Glissière 92A	38- Glissière 311
07- Glissière 43	23- Glissière 92B	39- Glissière 210
08- Glissière 45	24- Glissière 92C	40- Glissière 210B
09- Glissière 47B	25- Glissière 92D	41- Glissière 210C
10- Garde- fou 49	26- Glissière 93A	42- Glissière 20
11- Garde- fou 49C	27- Glissière 93B	43- Glissière 20C
12- Glissière 21	28- Glissière 94A	44- Glissière 202
13- Glissière 25A	29- Glissière 94B	45- Glissière 211
14- Glissière 41	30- Glissière 94C	98- Autre
15- Glissière 46	31- Glissière 95A	99- inexistant
16- Glissière 47	32- Glissière 96	

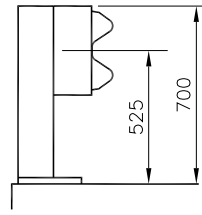
Note : Des croquis de chacun des types sont donnés aux figures ci-après.

- Consolidé

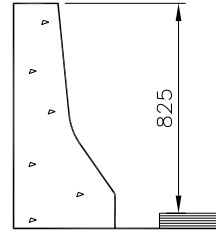
Inscrire si, oui ou non, le dispositif de retenue a été consolidé.



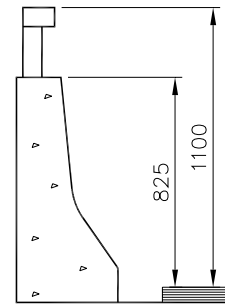
01 – GLISSIÈRE 15



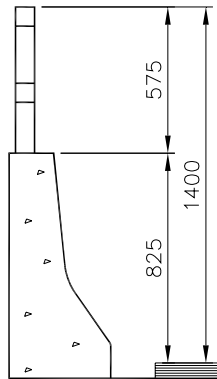
02 – GLISSIÈRE 25



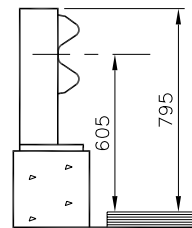
03 – GLISSIÈRE 30



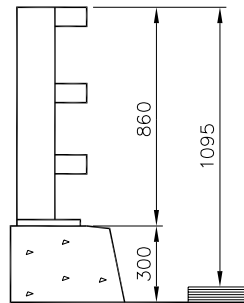
04 – GLISSIÈRE 31



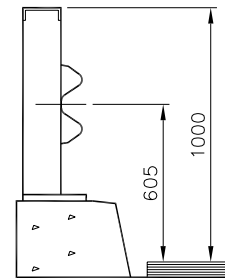
05 – GLISSIÈRE 31C



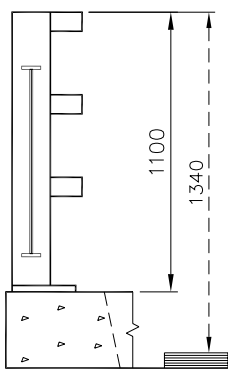
06 – GLISSIÈRE 35



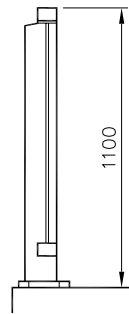
07 – GLISSIÈRE 43



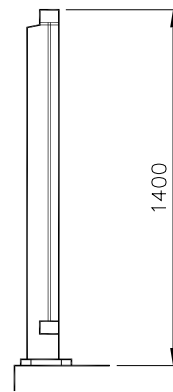
08 – GLISSIÈRE 45



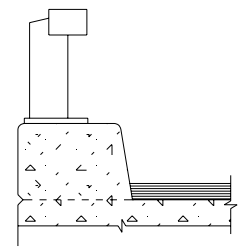
09 – GLISSIÈRE 47B



10 – GARDE-FOU 49



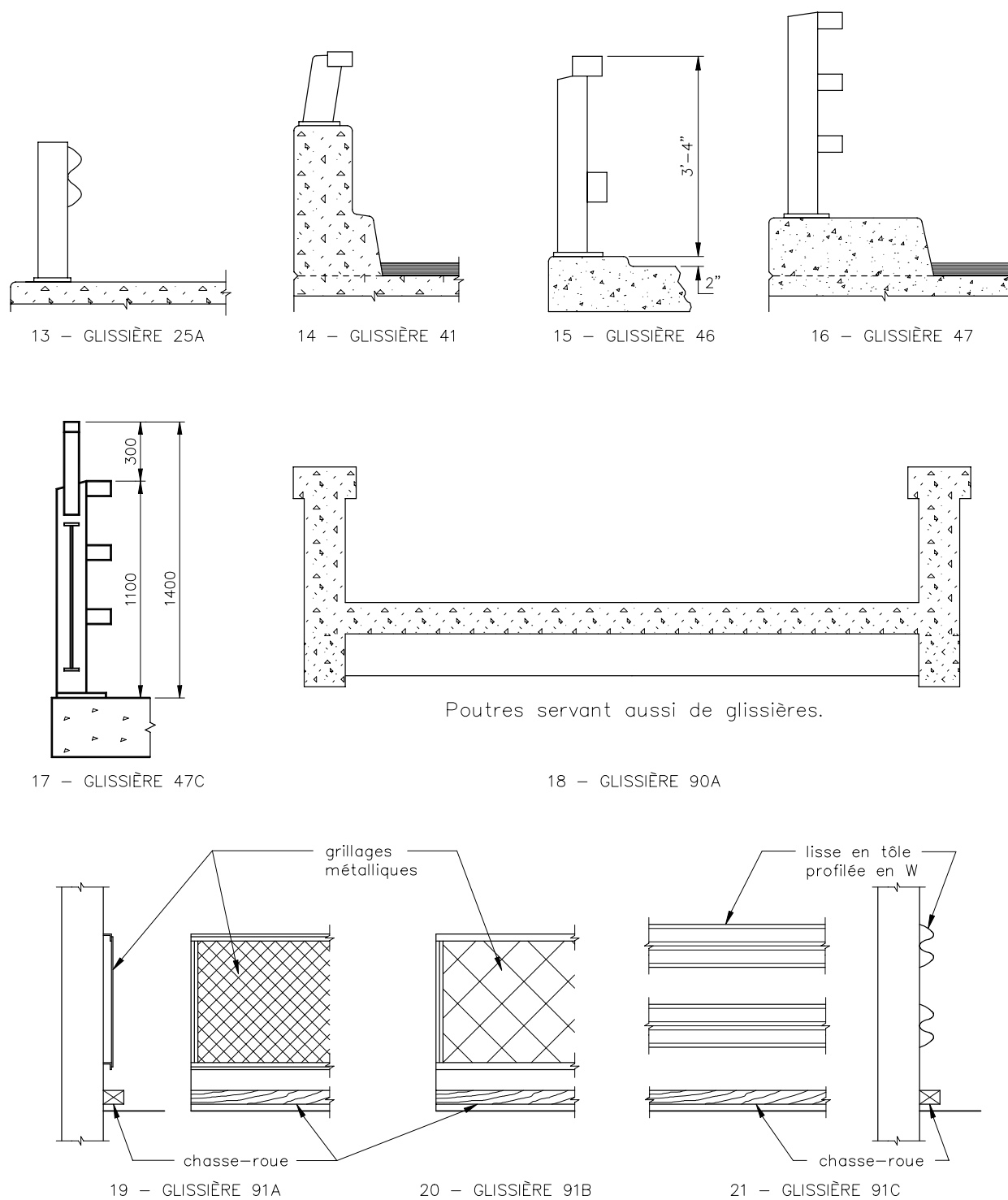
11 – GARDE-FOU 49C



12 – GLISSIÈRE 21

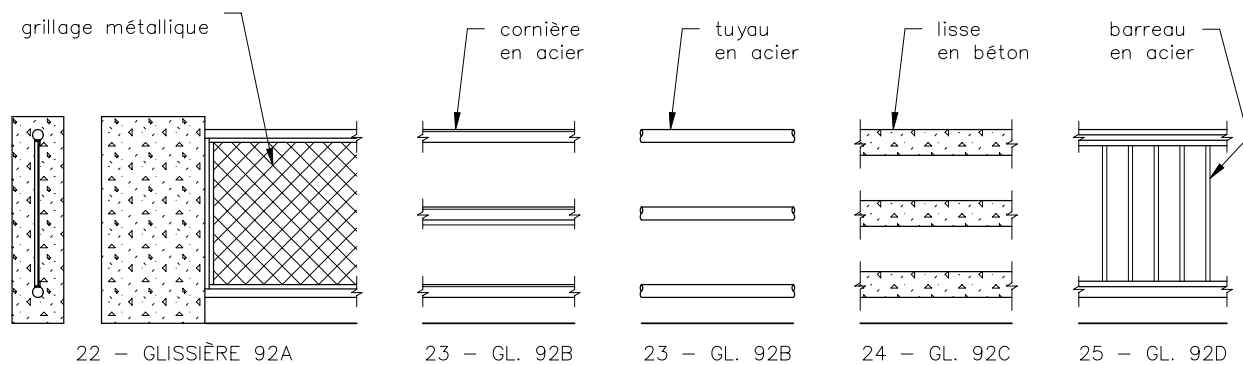
TYPES DE DISPOSITIFS DE RETENUE

Figure 2.6-3 Types de dispositifs de retenue

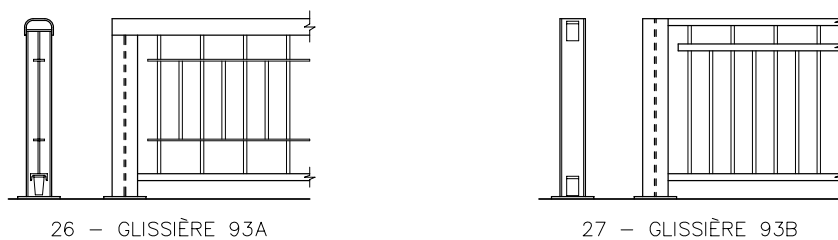


GLISSIÈRES SUR PONTS À POUTRES TRIANGULÉES

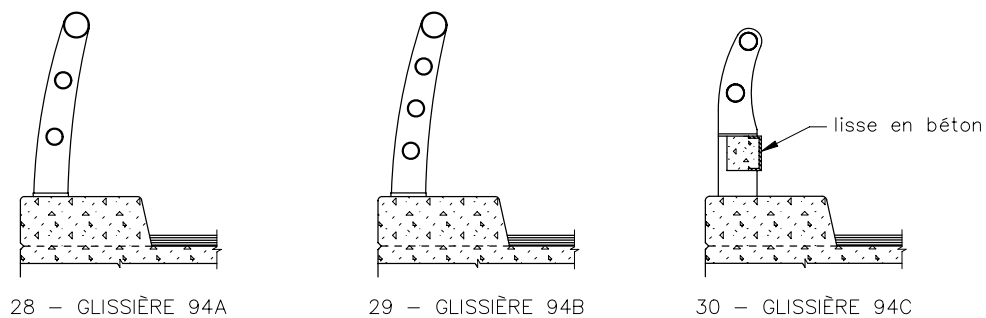
Figure 2.6-4 Types de dispositifs de retenue



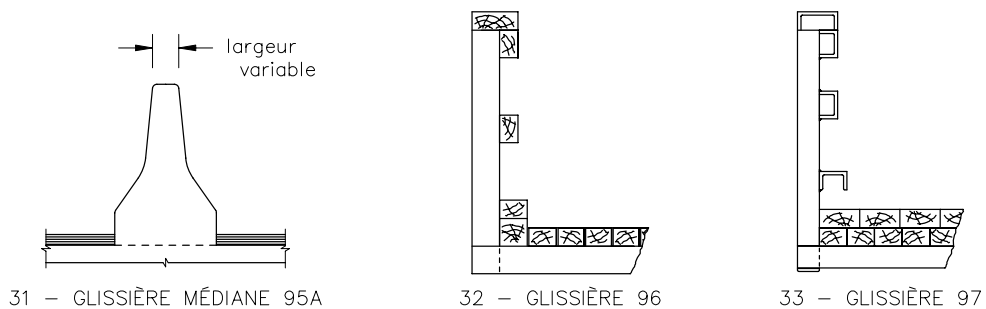
GLISSIÈRES ENTRE DES POTEUX EN BÉTON



POTEUX ET PANNEAUX EN ACIER

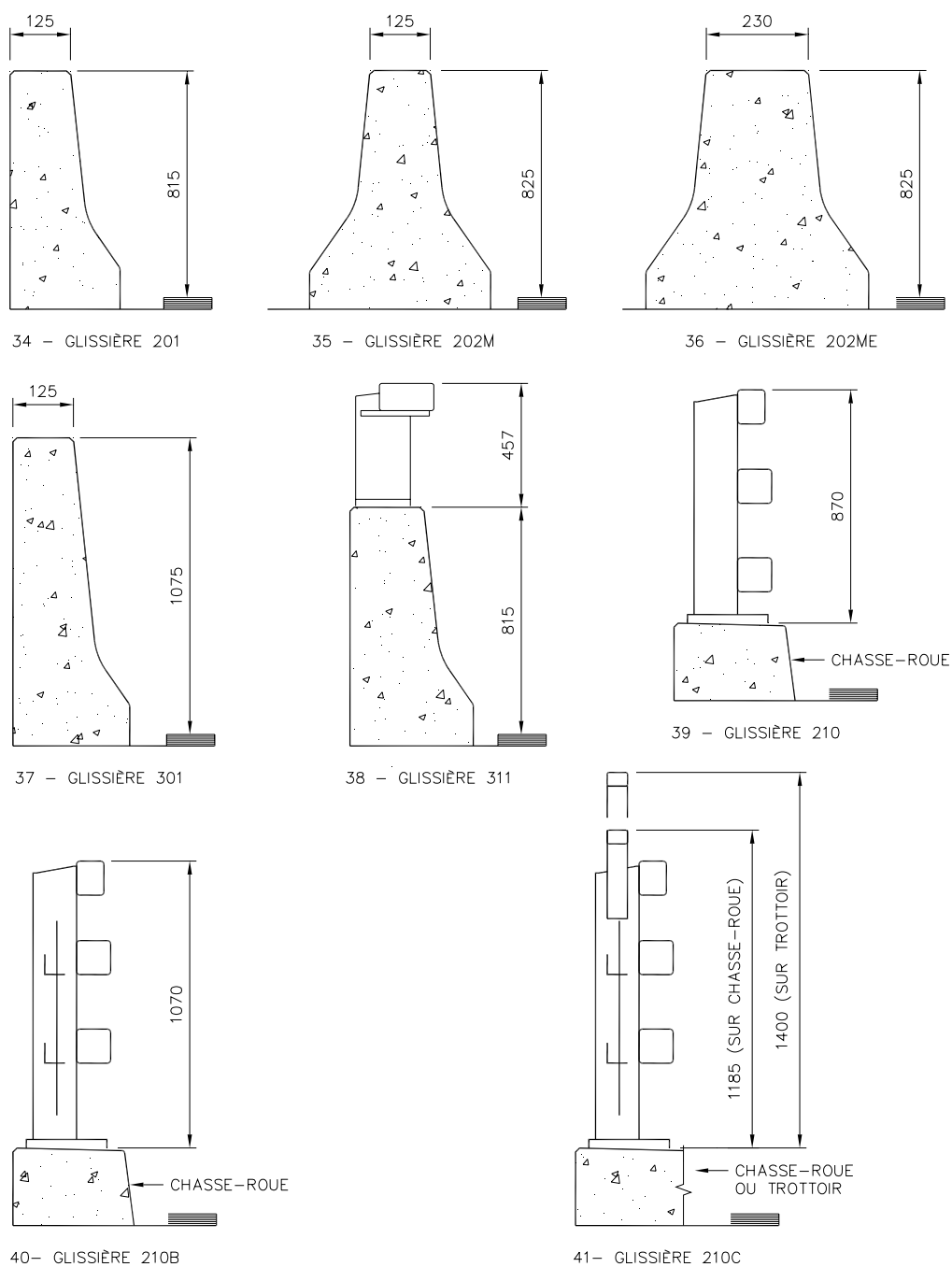


POTEUX ET TUYAUX EN ACIER OU EN ALUMINIUM



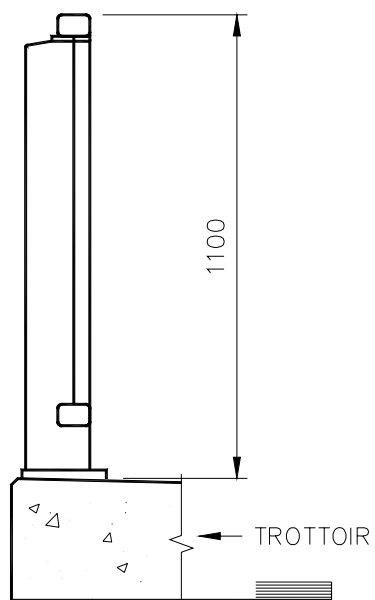
GLISSIÈRES DE PONTS ACIER-BOIS

Figure 2.6-5 Types de dispositifs de retenue

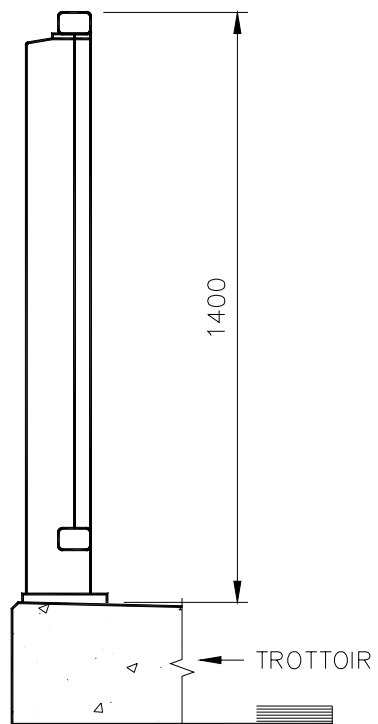


TYPES DE DISPOSITIFS DE RETENUE

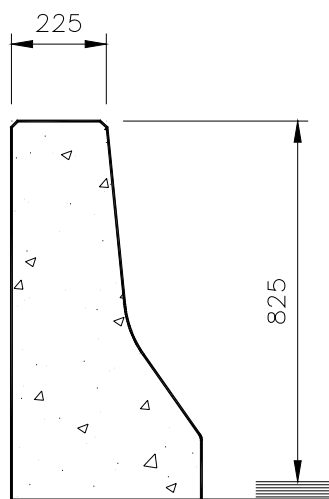
Figure 2.6-6 Types de dispositifs de retenue



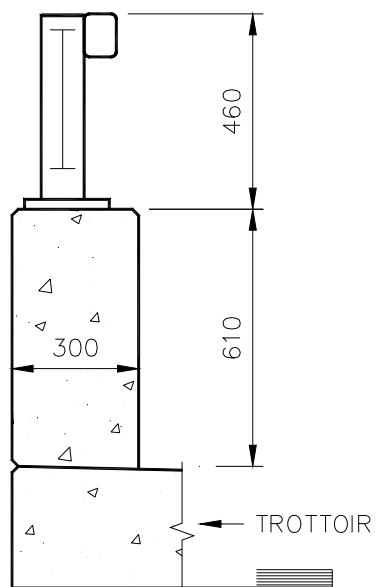
42- GLISSIÈRE 20



43- GLISSIÈRE 20C



44 - GLISSIÈRE 202



45- GLISSIÈRE 211

Figure 2.6-7 Types de dispositifs de retenue

Type de protection de talus – Début (D) et Fin (F)

- **Type de talus**

Inscrire le type de protection du talus. Il est possible d'inscrire 6 types différents, soit 2 à gauche (au début et à la fin), 2 au centre (au début et à la fin) et 2 à droite (au début et à la fin), en se plaçant à l'ouest ou au sud selon l'orientation déjà définie à l'Écran 1:

- 01- Sacs de sable-ciment
- 02- Perré déversé
- 03- Perré placé mécaniquement
- 04- Gabions
- 05- Revêtement en blocs de béton, en briques ou pavés autobloquants en béton
- 06- Revêtement en béton de ciment
- 07- Revêtement en pierres, en pierres choisies, perré cimenté placé à la main
- 08- Revêtement en mortier projeté sous pression
- 10- Autre
- 99- Inexistant

La végétation n'est pas considérée comme de la protection de talus.

2.7 ÉCRAN 6 : INFORMATIONS DESCRIPTIVES

Cet écran doit être saisi, en partie, pour les structures de type :

- 1. PONCEAUX (en partie)
- 3. TUNNELS (en partie)
- 5. STATIONS DE POMPAGE (en partie)

2.7.1 Ponceau

Cette section doit être remplie pour les structures de type ponceau.

Épaisseur du remblai

Inscrire l'épaisseur du remblai, au centre de la chaussée, en mètres.

Nombre de cellules

Inscrire le nombre de cellules.

Dimensions

- Horizontale

Inscrire la largeur maximale de l'ouverture, en mètres. Cette dimension, qui se mesure perpendiculairement aux parois, est égale à la portée, ou au diamètre dans le cas des ponceaux circulaires.

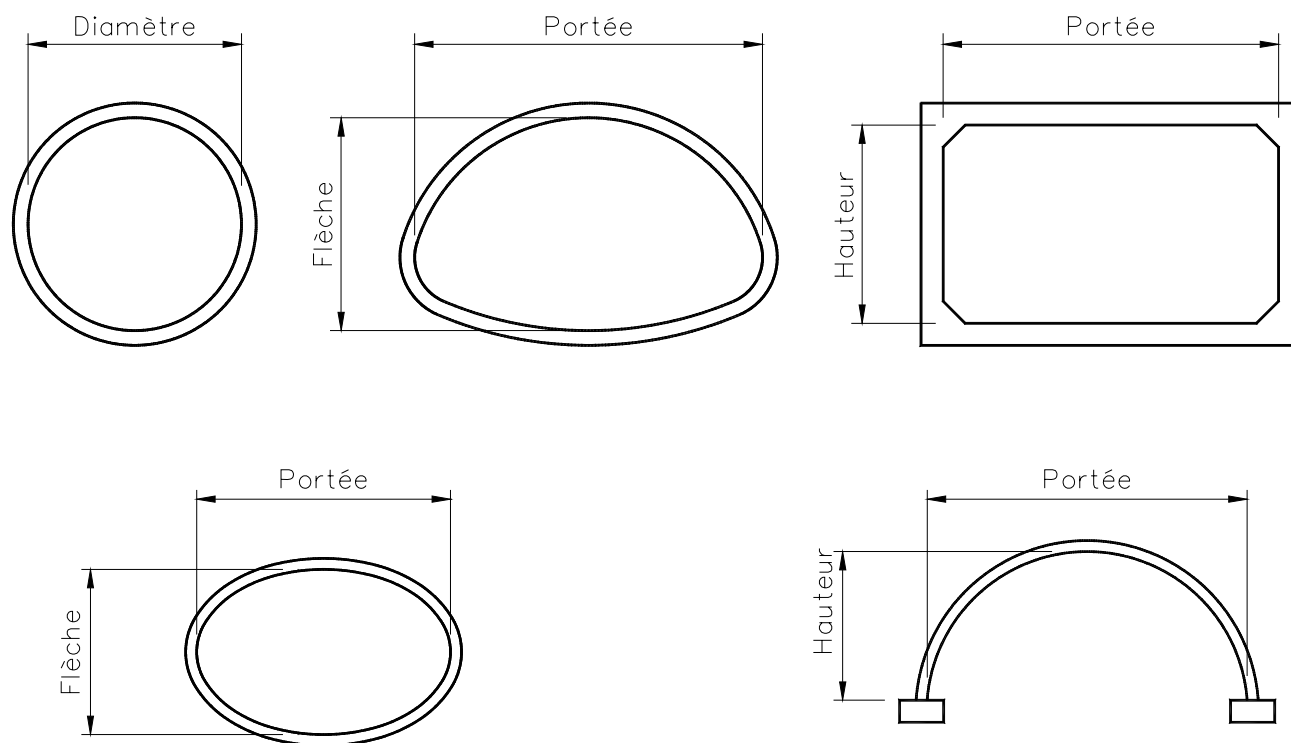
Lorsqu'il y a plusieurs cellules, inscrire la somme des largeurs de chacune des ouvertures.

- Verticale

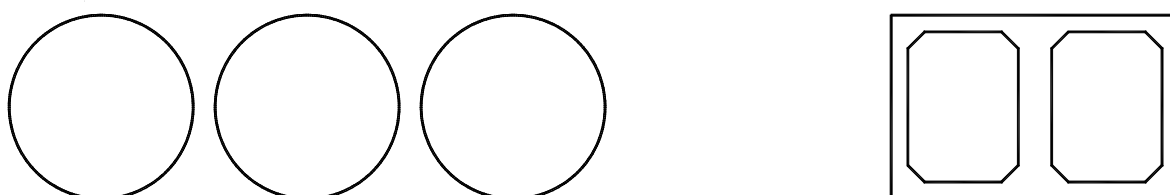
Inscrire la hauteur ou flèche, en mètres. Cette dimension est égale au diamètre dans le cas des ponceaux circulaires.

- Longueur

Inscrire la dimension mesurée selon l'axe longitudinal de l'ouvrage, en mètres.



DIMENSIONS HORIZONTALE ET VERTICALE D'UN PONCEAU



PONCEAUX À PLUSIEURS CELLULES

Figure 2.7-1 Dimensions des ponceaux

Nombre de voies (Nbre voies)

Inscrire le nombre de voies de circulation présentes sur la structure.

Largeur carrossable (Largeur carrossable)

Inscrire la largeur carrossable, qui est égale à la largeur des voies de circulation et des accotements de la route ou face à face des dispositifs de retenue lorsque la surface de roulement est non délimitée.

Murs de tête

- Gauche et droit

Inscrire le type de matériau des murs de tête, à gauche et à droite, en se plaçant à l'ouest ou au sud de la structure, selon l'orientation déjà définie :

- 01- Béton
- 02- Acier
- 03- Bois
- 04- Maçonnerie
- 05- Sacs de sable-ciment
- 06- Gabions
- 07- Autre
- 99- Inexistant

2.7.2 Tunnel

Cette section doit être saisie pour les structures de type tunnel.

Année de construction

Inscrire l'année de construction; si la date exacte ne peut être déterminée, inscrire l'année approximative.

Longueur totale

Inscrire la plus grande dimension parallèle à l'axe du tunnel, en mètres.

Largeur totale

Inscrire la largeur maximale du tunnel, en mètres.

Largeur carrossable (Largeur carrossable)

Inscrire la largeur moyenne mesurée entre les chasse-roues, en mètres.

Dégagement supérieur

Inscrire la hauteur libre au-dessus des voies de circulation et accotements carrossable, en mètres. Cette hauteur doit être égale à la valeur réelle mesurée en son point le plus bas.

2.7.3 Station de pompage

Cette section doit être saisie pour les structures de type station de pompage.

Année de construction

Inscrire l'année de construction de la station; si la date exacte ne peut être déterminée, inscrire l'année approximative.

2.8 ÉCRAN 7 : MURS

Cet écran doit être saisi pour les structures de type :

4. MURS

Le mur de soutènement, le mur antibruit (ou écran sonore), l'écran visuel et l'écran anti-éclaboussure font partie de ce type de structure.

2.8.1 Mur

Emplacement (G/D)

Inscrire si le mur se trouve du côté gauche ou droit de la route. Pour une route à sens unique, se placer dans le sens de la circulation pour déterminer le côté gauche ou droit. Dans le cas d'une route à circulation dans les deux sens, faire face à l'est ou au nord pour déterminer le côté gauche ou droit.

Année de construction

Inscrire, pour la catégorie de mur concernée, l'année de construction. Si la date exacte ne peut être déterminée, inscrire l'année approximative.

Catégorie

Inscrire la catégorie de mur. Les catégories de mur de soutènement sont décrites au chapitre 5 du Tome III - Ouvrages d'art, des Normes du MTQ et des croquis sont également donnés ci-après.

- 901- Mur-poids en béton
- 902- Mur-poids en blocs de béton imbriqués
(Keystone de Permacon, blocs talus de Permacon, blocs talus de Béton Bolduc)
- 903- Mur-poids en maçonnerie
- 904- Mur-poids en gabions (Maccaferri)
- 905- Mur-poids en sacs de sable-ciment
- 906- Caisson en bois traité
- 907- Caisson en acier (Bin Wall)
- 908- Mur en porte-à-faux en béton armé, coulé en place
- 909- Mur en porte-à-faux en béton armé, préfabriqué (Ebal)
- 910- Palplanches en acier encastrées
- 911- Profilés en acier encastrés avec paroi en béton armé
- 912- Profilés en acier encastrés avec paroi en bois traité
- 913- Remblai renforcé par des armatures en acier avec paroi en béton armé
(Terre armée)
- 914- Remblai renforcé par des géogrilles avec paroi en blocs de béton imbriqués
(Keystone - Tensar)
- 915- Remblai renforcé par des treillis métalliques avec paroi en gabions
(Terramesh)
- 916- Remblai renforcé par des géotextiles avec talus végétal (Textomur)
- 917- Mur à ancrages multiples avec paroi en béton armé (Ter-voile - Béton)
- 918- Mur à cellules ouvertes à treillis en acier (Ter-voile - Treillis)
- 919- Mur à cellules ouvertes en tôle (Ter-voile - Tôle)
- 920- Autre catégorie de mur de soutènement
- 930- Mur antibruit (écran sonore)
- 940- Écran visuel
- 950- Écran anti-éclaboussure

Longueur totale

Inscrire la longueur totale en mètres pour la catégorie de mur concernée.

Hauteur moyenne

Inscrire la hauteur moyenne en mètres pour la catégorie de mur concerné, mesurée à partir du dessus du terrain naturel sans inclure les dispositifs de retenue.

Nombre de sections (longueur moyenne de 100 m)

Nombre de sections obtenu en divisant la longueur totale d'une catégorie de mur par tranches d'une longueur moyenne de 100 mètres.

2.8.2 Équipements**Trottoir**

Inscrire si, oui ou non, un trottoir fait partie intégrante du mur.

Chasse-roue

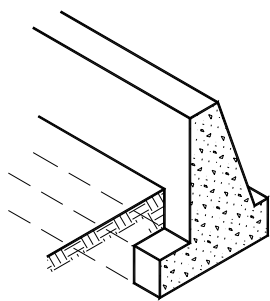
Inscrire si, oui ou non, un chasse-roue fait partie intégrante du mur.

Dispositif de retenue

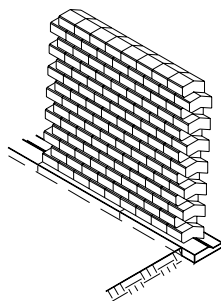
Inscrire si, oui ou non, un dispositif de retenue est fixé sur le mur. Si oui, indiquer le type en se reportant aux descriptions mentionnées à l'écran 5.

Protection de talus

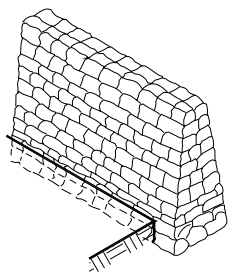
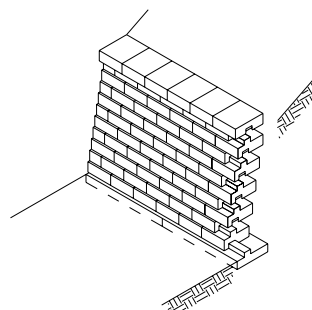
Inscrire si, oui ou non, il y a une protection de talus. Si oui, indiquer le type de protection en se reportant aux descriptions mentionnées à l'écran 5 (figures 2.8-1 et 2.8-2).



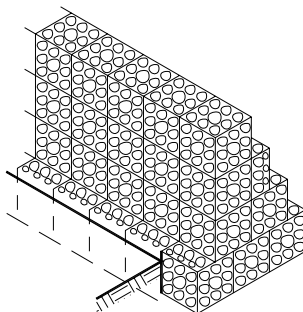
901 – MUR-POIDS EN BÉTON



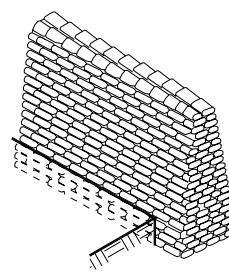
902 – MUR-POIDS EN BLOCS DE BÉTON IMBRIQUÉS



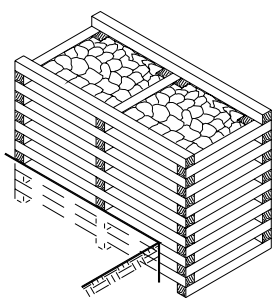
903 – MUR-POIDS EN MAÇONNERIE



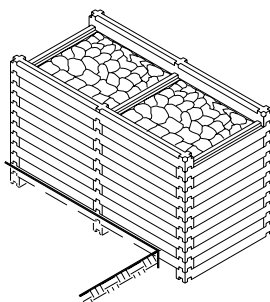
904 – MUR-POIDS EN GABIONS



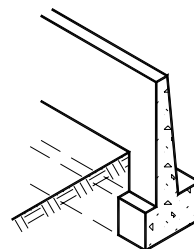
905 – MUR-POIDS EN SACS DE SABLE-CIMENT



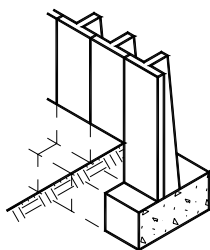
906 – CAISSON EN BOIS TRAITÉ



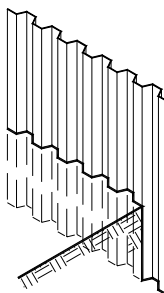
907 – CAISSON EN ACIER



908 – MUR EN PORTE-À-FAUX EN BÉTON ARMÉ COULÉ EN PLACE



909 – MUR EN PORTE-À-FAUX EN BÉTON ARMÉ PRÉFABRIQUÉ



910 – PALPLANCHES EN ACIER ENCASTRÉES

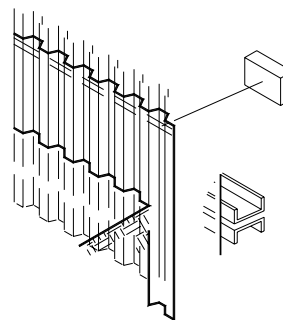
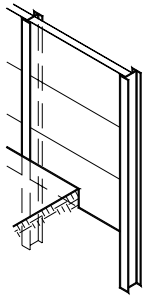
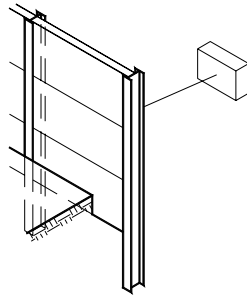


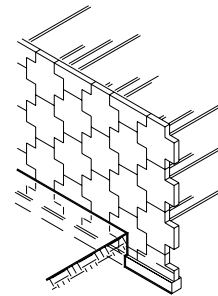
Figure 2.8-1 Types de murs de soutènement



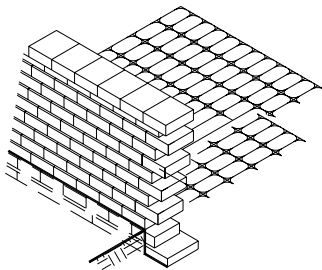
911 – PROFILÉS EN ACIER ENCASTRÉS AVEC PAROI EN BÉTON ARMÉ



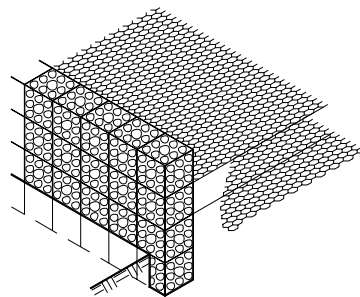
912 – PROFILÉS EN ACIER ENCASTRÉS AVEC PAROI EN BOIS TRAITÉ



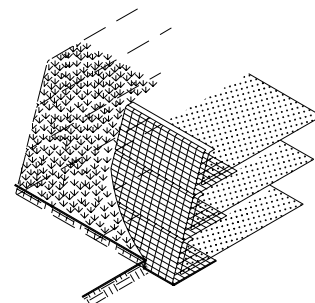
913 – REMBLAI RENFORCÉ PAR DES ARMATURES ACIER AVEC PAROI EN BÉTON ARMÉ



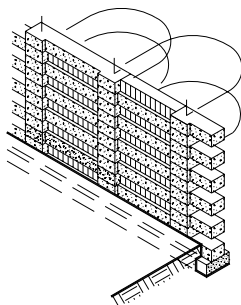
914 – REMBLAI RENFORCÉ PAR DES GÉOGRILLES AVEC PAROI EN BLOCS DE BÉTON IMBRIQUÉS



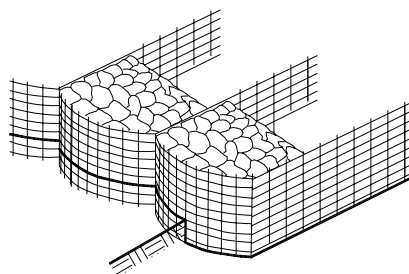
915 – REMBLAI RENFORCÉ PAR DES TREILLIS MÉTALLIQUES AVEC PAROI EN GABIONS



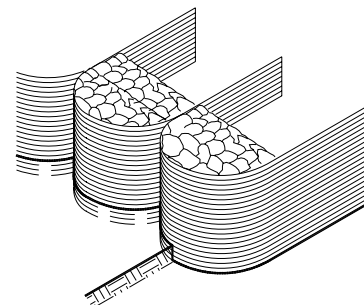
916 – REMBLAI RENFORCÉ PAR DES GÉOTEXTILES AVEC TALUS VÉGÉTAL



917 – MUR À ANCRAGES MULTIPLES AVEC PAROI EN BÉTON ARMÉ



918 – MUR À CELLULES OUVERTES À TREILLIS EN ACIER



919 – MUR À CELLULES OUVERTES EN TÔLE

Figure 2.8-2 Types de murs de soutènement

2.9 ÉCRAN 8 : INFORMATIONS DESCRIPTIVES

Cet écran doit être saisi pour les structures de type :

1. PONCEAUX (en partie)
2. PONTS (en partie)
3. TUNNELS (en partie)
4. MURS (en partie)
5. STATIONS DE POMPAGE (en partie)
6. AUTRES (en partie)

2.9.1 Dalle de béton

Type de béton – dalle

Inscrire le type de béton utilisé pour la dalle, soit :

- 1- Régulier
- 2- BHP
- 3- Latex

Type d'armature

Inscrire le type d'armature utilisé pour la dalle. L'utilisateur peut inscrire deux types différents d'armature parmi les choix suivants :

- 01- Acier noir
- 02- Époxy
- 03- Acier galvanisé
- 04- Acier inoxydable
- 05- Composites
- 06- Câbles de précontrainte avec fils (post-tension)
- 07- Câbles de précontrainte avec torons (post-tension)
- 08- Câbles de précontrainte avec barres (post-tension)
- 09- Torons de précontrainte (pré-tension)
- 10- Barres Diwidag

Inhibiteur de corrosion (O/N)

Indiquer si, oui ou non, un inhibiteur de corrosion a été employé pour la dalle.

Protection cathodique (O/N)

Indiquer si, oui ou non, la dalle a fait l'objet d'une protection cathodique.

Épaisseur du revêtement bitumineux (Épaisseur rev. bit.)

Inscrire l'épaisseur moyenne du revêtement bitumineux présent sur la dalle, en mm.

Mesure

Ce champ permet d'indiquer de quelle façon la mesure du revêtement bitumineux a été effectuée. Les choix possibles sont les suivants :

- 1- Carottage
- 2- Mise en place
- 3- Autres

Type d'expertise de dalle

Indiquer la méthode utilisée pour connaître l'état de la dalle de béton soit :

- 1- Relevé de potentiel
- 2- Radar
- 3- Sondage sur dalle non recouverte

2.9.2 Caractéristiques du béton

Type de béton – poutre

Inscrire le type de béton utilisé pour les poutres, soit :

- 1- Régulier
- 2- BHP
- 3- Latex

Type de béton – unité fondation

Inscrire le type de béton utilisé pour les unités de fondation, soit :

- 1- Régulier
- 2- BHP
- 3- Latex

2.9.3 Localisation

Système de coordonnées (Système coord.)

Inscrire le type de système de coordonnées utilisé pour la localisation, soit :

- 1- Conique conforme de Lambert
- 2- Québec MTM Nad83 fuseau 7
- 3- Longitude/Latitude

Coordonnées X et Y

Inscrire les coordonnées X et Y relevées par un GPS (Global Positionning System) ou calculées. Pour un pont, le point relevé correspond au centre du tablier.

2.9.4 Admissibilité aux subventions

Admissible (O/N)

Indiquer si, oui ou non, la structure est admissible au programme d'aide financière à la réfection des ponts et autres ouvrages d'art municipaux géré par le Ministère.

2.9.5 Approches

Panneau limitation hauteur (O/N)

Indiquer si, oui ou non, il y a un panneau annonçant une limitation de hauteur aux approches de la structure.

Hauteur inscrite sur panneau

S'il y a un panneau de limitation de hauteur, inscrire la hauteur affichée sur le panneau.

Nombre de voies aux approches (Nbr. voies aux approches)

Inscrire le nombre de voies aux approches du pont.

Dalle de transition (O/N)

Indiquer si, oui ou non, il y a une dalle de transition aux approches du pont.

Limite de vitesse - pont

Inscrire la limite de vitesse de la route où se situe le pont.

2.9.6 Joint longitudinal**Joint longitudinal (O/N)**

Indiquer si, oui ou non, il y a un joint longitudinal sur le pont.

Type

Au besoin, sélectionner le type de joint longitudinal installé sur la structure. Se reporter à la section « UNITÉS DE FONDATION – APPAREILS D'APPUI – JOINTS » pour consulter la liste complète des types de joint avec les croquis correspondants.

2.9.7 Mur et tunnel**Coût de remplacement**

L'utilisateur peut saisir le coût de remplacement d'un mur ou d'un tunnel. Le coût de remplacement estimé de la structure, en dollars, doit être égal au coût de construction d'une nouvelle structure de dimensions conformes aux normes actuelles et du type le plus approprié (lequel tient compte des contraintes hydrauliques, géotechniques, géométriques, de construction, d'entretien et d'environnement).

Valeur à neuf

Le système génère un coût égal à la valeur à neuf de la structure. Cette valeur à neuf représente le coût de construction d'une structure de même type et de mêmes dimensions que la structure existante; longueur totale et largeur carrossable pour un tunnel ou longueur totale et hauteur moyenne pour un mur. Il est à noter que les dimensions requises doivent préalablement avoir été saisies dans le système.

Note : Le fichier contenant la valeur à neuf au mètre carré, selon le type de structure, « Liste de la valeur à neuf des types de structures » est disponible sur le site intranet de la Direction des structures.

2.9.8 Autorité responsable

Responsabilité inspection

Ce champ permet d'indiquer la responsabilité du Ministère en regard de l'activité « Inspection » pour la structure concernée.

Les choix possibles sont les suivants :

- 1- Inspections sommaire et générale par le MTQ
- 2- Inspection sommaire seulement par le MTQ
- 3- Aucune inspection par le MTQ

Note : Si « 3- Aucune inspection par le MTQ » est choisi, le système exigera que le champ pour le calcul des indices de l'écran 1 soit <NON>.

Propriétaire de la structure

Inscrire le propriétaire de la structure. Ce champ est généralement rempli lorsque la structure appartient à une entreprise privée (ex. : compagnie de chemin de fer). On peut indiquer alors le nom exact de l'entreprise (ex. : Canadien National, Canadien Pacific, Québec Central, etc.). Pour une structure appartenant au Ministère ou à une municipalité, le champ n'a pas à être complété.

Niveau de structure

Ce champ permet d'indiquer le rangement des structures en fonction de leur vulnérabilité et des problèmes reliés à la sécurité afin que leurs inspections soient réalisées par du personnel ayant les compétences nécessaires.

Ce champ est calculé par le système SGS-5016 en fonction des critères définis au chapitre 1 du Manuel d'inspection – Évaluation des dommages. Il n'est pas modifiable par l'utilisateur.

2.10 ÉCRAN 9 : INFORMATIONS DESCRIPTIVES

Cet écran peut être saisi pour les structures de type :

1. PONCEAUX
2. PONTS
3. TUNNELS
4. MURS
5. STATIONS DE POMPAGE
6. AUTRES

2.10.1 Indices de gestion

Cette section ne peut être saisie par l'utilisateur. Les valeurs présentes sont le résultat du calcul des indices effectué au module « *Impression des rapports* » grâce au rapport S-234 (Calcul des indices) ou au rapport S-233 (Rapport d'inspection générale). Le champ « *Calcul des indices* » de l'écran 1 doit également être égal à « *Oui* » afin d'obtenir les indices. Il est cependant impossible d'obtenir un calcul des indices pour les structures de type 85, 94 et 98.

Indice fonctionnel (IFS)

L'indice fonctionnel a une valeur comprise entre 0 et 100. Plus l'indice est élevé, plus la structure est fonctionnelle.

Indice d'état (IES)

L'indice d'état a une valeur comprise entre 0 et 100. Plus l'indice est élevé, meilleur est l'état général de la structure.

L'indice d'état est obtenu à partir des cotes d'évaluation du comportement et du matériau de tous les éléments constituant la structure.

Indice de vulnérabilité sismique (IVS)

L'indice de vulnérabilité sismique est compris entre 0 et 100. Plus l'indice est bas, plus le pont est vulnérable aux tremblements de terre.

Indice combiné (ICS)

L'indice combiné, qui est également compris entre 0 et 100, regroupe les trois indices précédents en un seul.

Indice patrimonial (IPS)

L'indice patrimonial est compris entre 0 et 100. La valeur de l'indice patrimonial est inscrite au système à la suite d'une évaluation de l'indice patrimonial d'un pont.

L'indice est élevé lorsque l'indice est supérieur à 60, il est moyen lorsque l'indice est entre 40 et 60 et il est faible lorsqu'il est inférieur à 40.

Date du calcul des indices

Ce champ indique la date où le calcul des indices de gestion a été effectué pour la dernière fois.

2.10.2 Déficiences

État (O/N)

Champ généré par le système pour indiquer si, oui ou non, la structure est déficiente en terme d'état.

Une structure est considérée déficiente en terme d'état lorsque l'on retrouve des cotes d'inspection de 1, 2 ou 3 sur des membrures principales, aussi bien pour le matériau que pour le comportement.

Fonctionnalité (O/N)

Champ généré par le système pour indiquer si, oui ou non, la structure est déficiente en terme de fonctionnalité.

Une structure est considérée déficiente en terme de fonctionnalité lorsque son indice fonctionnel est inférieur ou égal à 40.

Note : La mise à jour de ces 2 champs se fait uniquement lors du calcul des indices.

2.10.3 Remarques

Ce bloc permet d'inscrire des remarques diverses (99 lignes sont prévues).

Le système génère automatique des pages supplémentaires à la fiche d'inventaire lorsqu'il y a des remarques inscrites à l'inventaire; celles-ci se retrouvent donc sur des pages additionnelles.

La figure 2.10-1 illustre la fiche d'inventaire.



FICHE D'INVENTAIRE

INFORMATIONS ADMINISTRATIVES - IDENTIFICATION ET LOCALISATION

IDENTIFICATION		LOCALISATION	
DG-DT-CS-SC :	Calcul des indices :	M.R.C.	C.E.P.
Dossier :	Fonctionnel (IFS) :		
Nom :	Vul. Sismique (IVS) :		
Type structure :	D'état (IES) :		
Juridiction :	Combiné (ICS) :		
Pont limitro. :	Date du calcul :		
Classi. Fonct. :	Identification :		
		NoRte Tr Sec Srte Chaîn. N.v. Cl	
Route :			
Site :			
Orientation :		vers	
#	P/A	Nom	Type
		NoRte Tr Sec Srte Chaîn. N.v. Cl	

INFORMATIONS TECHNIQUES

ANNÉE DE CONSTRUCTION		CIRCULATION	
Unités de fondation :	Platalage :	DJMA :	% véhicules lourds :
Systèmes structuraux :		Longueur du détour :	
CAPACITÉ		HYDRAULIQUE	
Chargement de conception :		Eaux hautes extrêmes :	
Évaluation :	Dern. éval. :	Eaux basses extrêmes :	
Sous observation :	Fréquence :	Étude réalisée (Année) :	
Cap. évaluée :	F :	Eaux navigables :	
Aff. recommandé :		Sujet à : affoulement :	
Aff. sur place :		embâcle :	
Cap. souhaitable :		inondation :	
Cap. min. souhaitable :			

INFORMATIONS DESCRIPTIVES

GÉOMÉTRIE		UTILITÉS PUBLIQUES	
Long. totale :	Lar. hors tout :	Téléphone :	Gaz :
Long. tablier :	Lar. carros. :	Électricité :	Câble :
Nbre de voies :	L. c. souhaitable :	Aqueduc :	Égout :
	L. c. min. sou. :	Conduits vides :	Autres :
	Ép. remblai :		
	Biais : Y :		
DÉGAGEMENT INFÉRIEUR		DIVERS	
#	Horz. gauche Prot Horz. droit Vrt. inf.	Rempl. :	
		Classe sismique :	
		Renforcement sismique réalisé :	
		Acier : Lambris :	
		Protection :	
UNITÉS DE FONDATION - APPAREILS D'APPUI - JOINTS			
#	Type	Matér.	Haut.
	Culées/Piles		
		Type de fondation	Nature du sol
		1	Appareils d'appui
		F/M	2
		F/M	Joint de tablier
SYSTÈMES STRUCTURAUX			
Trav. no	Type de structure	Long.	Simple/Continue
		Nbre ptres	Type de plategae
			Surface de roulement
ÉQUIPEMENTS			
Côté	Eclairage	Piste cycla.	Trottoir
	Nb. Entretien	O/N Néces.	O/N Néces.
		Ch.-roue	Dispositif de retenue
		O/N	Type Modèle Cons.
			Type de talus
			Début Fin

Figure 2.10-1 Fiche d'inventaire

CHAPITRE 3

ANALYSE DES STRUCTURES

TABLE DES MATIÈRES

3.1	LES PRINCIPES DE LA CONCEPTION DES PONTS	3-1
3.2	LES CHARGES ET LES FORCES SUR LES PONTS	3-2
3.2.1	Généralités	3-2
3.2.2	La charge morte	3-2
3.2.3	La surcharge routière	3-2
3.2.4	Les autres charges	3-4
3.3	LES EFFORTS DANS LES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX	3-5
3.3.1	Généralités	3-5
3.3.2	L'effort axial	3-5
3.3.3	Le moment fléchissant	3-8
3.3.4	L'effort tranchant	3-8
3.3.5	L'effort de torsion	3-13
3.4	LA RÉSISTANCE DES MATÉRIAUX	3-14
3.4.1	Généralités	3-14
3.4.2	L'acier	3-14
3.4.3	Le béton armé	3-23
3.4.4	Le béton précontraint	3-30
3.4.5	Le bois	3-34

LISTE DES FIGURES

Figure 3.2	Évolution du chargement de conception	3-3
Figure 3.3-1	Effort axial de traction	3-6
Figure 3.3-2	Effort axial de compression	3-7
Figure 3.3-3	Contraintes principales dues au moment fléchissant	3-9
Figure 3.3-4	Lignes d'isocontraintes principales dues au moment fléchissant	3-10
Figure 3.3-5	Contraintes principales dues au moment fléchissant	3-11
Figure 3.3-6	Lignes d'isocontraintes principales dues au moment fléchissant	3-12
Figure 3.3-7	Contraintes de cisaillement dues à l'effort tranchant	3-13
Figure 3.3-8	Contraintes de cisaillement dues à l'effort de torsion	3-13
Figure 3.4-1	Produits sidérurgiques	3-15

Figure 3.4-2	Courbe contrainte – déformation de l'acier	3-17
Figure 3.4-3	Résistance d'une pièce en compression en fonction de son élancement	3-19
Figure 3.4-4	Voilement d'une pièce en flexion	3-20
Figure 3.4-5	Déversement d'une pièce en flexion	3-21
Figure 3.4-6	Supports latéraux	3-22
Figure 3.4-7	Courbe contrainte – déformation du béton	3-25
Figure 3.4-8	Principe du béton armé	3-26
Figure 3.4-9	Rupture ductile	3-27
Figure 3.4-10	Fissuration type d'une poutre en béton armé	3-27
Figure 3.4-11	Analogie du treillis en plan pour l'effort tranchant	3-28
Figure 3.4-12	Rupture par compression horizontale	3-28
Figure 3.4-13	Rupture par compression oblique	3-29
Figure 3.4-14	Analogie du treillis spatial pour la torsion	3-30
Figure 3.4-15	Courbe contrainte – déformation de l'acier de précontrainte	3-32
Figure 3.4-16	Compression	3-35
Figure 3.4-17	Traction	3-36
Figure 3.4-18	Flexion	3-36
Figure 3.4-19	Cisaillement	3-37
Figure 3.4-20	Torsion	3-37

3.1 LES PRINCIPES DE LA CONCEPTION DES PONTS

Toutes les structures, et plus particulièrement les ponts, doivent satisfaire aux deux exigences fondamentales suivantes : ne pas s'effondrer (exigence de sécurité) et avoir une bonne tenue en service pour l'usage prévu (exigence de bon comportement). À partir de ces deux exigences, les principes de la conception des ponts est basée sur deux catégories d'états limites : les états limites ultimes et les états limites d'utilisation.

Les états limites ultimes sont ceux qui mettent en cause la sécurité; ils correspondent à la rupture totale ou partielle de la structure. Il convient de souligner que le mot rupture, associé aux états limites ultimes, ne désigne pas nécessairement une rupture avec dislocation des pièces et effondrement. Les principaux états limites ultimes sont :

- Le déséquilibre de la structure;
- La rupture de pièces critiques conduisant à l'effondrement;
- La formation de mécanismes par plastification;
- Les grandes déformations;
- Le flambement et le voilement;
- Les ruptures imputables à la corrosion, à la détérioration, à la fragilité des matériaux.

Les charges en présence et la résistance des éléments structuraux font alors l'objet d'une pondération pour tenir compte de leur variabilité respective.

Le concepteur d'un pont doit se soumettre à la règle fondamentale suivante pour vérifier la sécurité concernant les états limites ultimes : la résistance d'un pont doit être plus grande ou égale à l'effort maximal produit par la combinaison de charges la plus critique.

Le non-respect de cette règle peut entraîner des pertes de vies et des coûts élevés.

Les états limites d'utilisation sont ceux qui mettent en cause le comportement en service de la structure. Les charges en cause sont alors les charges réelles qui sollicitent ou qui sont susceptibles de solliciter la structure. Les principaux états limites d'utilisation sont :

- La déformation excessive;
- La vibration excessive;
- La fissuration;
- La fatigue.

Les limites acceptées comme critère de bonne tenue en service ne doivent pas être dépassées sous la combinaison des charges d'utilisation la plus critique pour chacun des états limites considérés.

Les trois arguments majeurs justifiant l'utilisation de la méthode de calculs aux états limites par rapport aux méthodes antérieures sont les suivants :

- La résistance des matériaux et des éléments peut être inférieure aux valeurs prescrites;
- Les charges peuvent être supérieures aux valeurs prescrites;
- Les modes de rupture sont différents.

Ainsi, le concepteur doit déterminer tous les états limites d'une structure et chercher à respecter les normes par des calculs appropriés (états limites ultimes), ou en satisfaisant à quelques règles de bonne pratique (états limites d'utilisation). De plus, il doit tenir compte de certaines contraintes reliées à l'hydraulique, la géotechnique, la géométrie, la construction, l'entretien et l'environnement.

3.2 LES CHARGES ET LES FORCES SUR LES PONTS

3.2.1 Généralités

Toutes les charges et forces susceptibles de solliciter un pont durant sa vie doivent être considérées lors de la conception.

3.2.2 La charge morte

La charge morte est la charge permanente qui agit sur la structure. Elle comprend le poids des éléments de la charpente et de toutes les surcharges permanentes supplémentaires qui peuvent s'ajouter durant la vie de l'ouvrage, tels les trottoirs, les bordures de sécurité, les chasse-roues, les dispositifs de retenue et le poids du revêtement de la surface de roulement.

3.2.3 La surcharge routière

La surcharge routière comporte deux systèmes : le chargement de camion et la surcharge de voie (train de camion). Ces deux systèmes sont distincts et indépendants et celui qui produit les efforts les plus défavorables est retenu pour le dimensionnement du pont.

La surcharge routière utilisée et la mieux adaptée à la réalité québécoise est la surcharge CL-625 qui apparaît sur la 3.2. En effet, cette surcharge peut représenter adéquatement les charges sur deux essieux (camion 10 roues), trois essieux (camion semi-remorque) ou quatre essieux (train-routier).

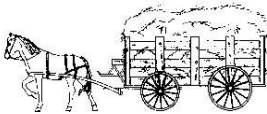
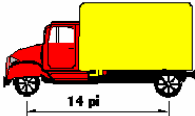
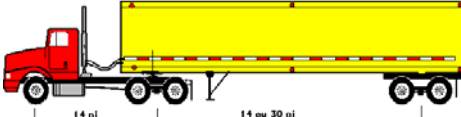
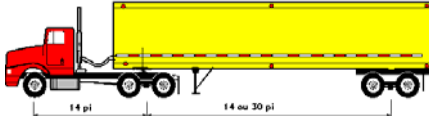
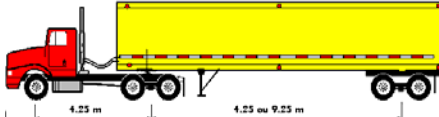
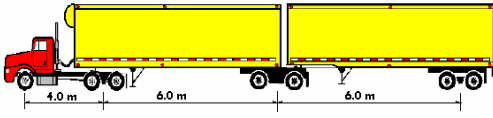
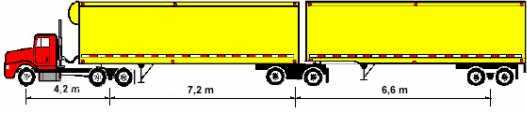
Année d'introduction	Chargement	
Avant 1910	chariot	
1910	engin à vapeur	
1930	H10 H15 H20	 2 tonnes 8 tonnes (impérial) 3 tonnes 12 tonnes 4 tonnes 16 tonnes
1944	H20-S16 H15-S12	 4 tonnes 16 tonnes (impérial) 16 tonnes 3 tonnes 12 tonnes (impérial) 12 tonnes
1971	H25-S20	 5 tonnes 20 tonnes (impérial) 20 tonnes
1980	MS250	 5.1 t 20.4 t (métrique) 20,4 t
1989	QS660	 6.1 t 24.4 t (métrique) 20.4 t 16.3 t
2002	CL625	 5.1 t 25.5 t (métrique) 17.8 t 15.3 t

Figure 3.2 Évolution du chargement de conception

Pour tenir compte des effets dynamiques et des chocs causés par la surcharge routière, on doit majorer les charges par un facteur désigné facteur d'impact qui dépend du nombre d'essieux produisant l'effort maximum à considérer. L'impact peut augmenter considérablement les efforts engendrés par la surcharge routière et dans certains cas peut atteindre 40% de celle-ci.

3.2.4 Les autres charges

Bien que la charge morte et la surcharge routière soient les principales charges qui agissent sur un pont, d'autres charges entrent en ligne de compte et doivent être considérées dans le dimensionnement d'un pont.

La force de freinage

La force de freinage est causée par la friction entre les pneus du véhicule et la chaussée du pont; lorsque le véhicule freine, il occasionne des efforts longitudinaux et des réactions verticales sur la structure.

Les charges de vent

Les charges de vent sont celles produites par la pression du vent appliquée perpendiculairement à l'axe longitudinal du pont sur toutes les surfaces des éléments du pont (poutre, dalle, dispositifs de retenue, etc.).

Les charges de neige

Les charges de neige sont considérées lorsque le pont est fermé à la circulation durant l'hiver ou pour tenir compte des opérations de déblaiement total ou partiel de la structure.

Les efforts thermiques

Les efforts thermiques s'appliquent à la dilatation ou à la contraction du pont et aux gradients de température à travers le tablier.

Les forces exercées par les glaces

Les forces exercées par les glaces sur les piles du pont sont causées par la glace entraînée par le courant, un embâcle, des variations de température ou des variations rapides du niveau d'eau.

Les forces de courant et la pression hydrostatique

Les forces induites par le courant varient selon la forme et la localisation de la pile et sont fonction de la vitesse du courant. De même, la pression hydrostatique exercée sur toutes les parties submergées du pont doit être considérée.

Les forces sismiques

Les forces sismiques sont les forces causées par un tremblement de terre. Elles dépendent principalement de la localisation et du type de pont, du type de fondation et du poids de la structure.

La pression des terres

Les forces engendrées par la pression des terres doivent aussi être considérées et interviennent principalement au niveau des unités de fondation du pont (culée, pile, mur de soutènement, etc.).

3.3 LES EFFORTS DANS LES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

3.3.1 Généralités

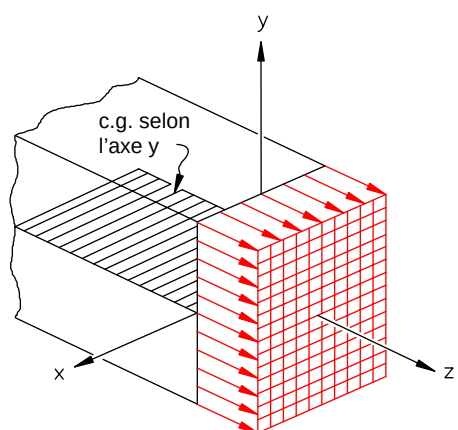
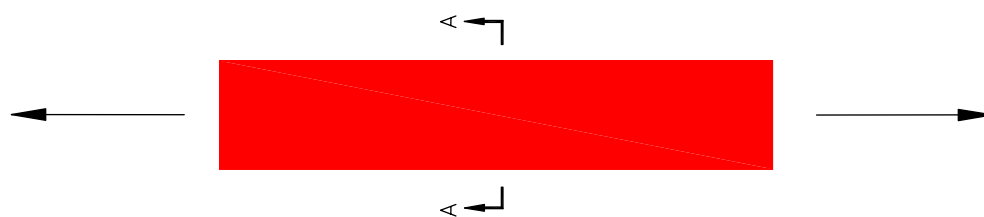
Essentiellement, quatre types d'efforts peuvent solliciter un élément structural : l'effort axial, le moment fléchissant, l'effort tranchant et l'effort de torsion.

Le but de cette section est strictement de définir ces efforts; on verra dans la section suivante le comportement de différents matériaux vis-à-vis les contraintes engendrées par ces efforts.

3.3.2 L'effort axial

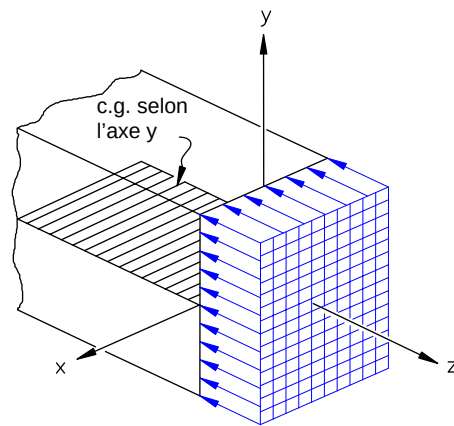
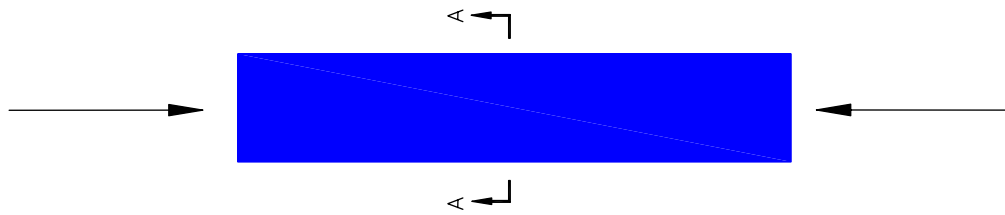
L'effort axial est un effort qui agit dans la direction de l'axe longitudinal d'une pièce. Suivant le sens de cet effort, on aura un effort de traction ou un effort de compression (figures 3.3-1 et 3.3-2).

L'effort de traction a tendance à éloigner les particules de matériau les unes des autres tandis que l'effort de compression a tendance à les rapprocher. Les contraintes engendrées par l'effort axial sont constantes sur toute la section de la pièce.



COUPE A - A

Figure 3.3-1 Effort axial de traction



COUPE A – A

Figure 3.3-2 Effort axial de compression

3.3.3 Le moment fléchissant

Lorsqu'une pièce est soumise à un chargement perpendiculaire à son axe longitudinal, elle a tendance à fléchir. L'effort ainsi créé est appelé moment fléchissant. Cet effort induit sur la section de la pièce des contraintes axiales qui varient sur sa hauteur en intensité et en sens. Ainsi, pour une pièce qui est simplement appuyée aux extrémités et chargée perpendiculairement à son axe longitudinal, le haut de la section est soumis à des contraintes axiales de compression et, inversement, le bas de la section est soumis à des contraintes axiales de traction (figure 3.3-3). Par convention, on dit alors que le moment fléchissant est positif.

L'intensité de ces contraintes diminue à mesure qu'on se rapproche du centre de la section et change de sens à l'axe neutre où les contraintes axiales sont nulles. Le centre de la section est donc soumis à des contraintes minimales et les deux extrémités de la section sont soumises à des contraintes maximales qui sont opposées, soit la compression et la traction (figure 3.3-4).

Pour une pièce chargée de la même façon mais appuyée sur trois appuis, le même principe s'applique sauf que le sens des contraintes est inversé au-dessus de l'appui central où le moment fléchissant est négatif. Ainsi, le bas de la section est tendu au milieu des portées et comprimé au-dessus de l'appui central. De même, le haut de la section est comprimé au milieu des portées et tendu au-dessus de l'appui central. La figure 3.3-5 montre le cheminement des contraintes de compression et de traction le long de la pièce et la figure 3.3-6 indique leur intensité. On remarque que de part et d'autre de l'appui central existe une zone où le moment fléchissant change de sens; cette zone où le moment fléchissant devient nul s'appelle le point d'inflexion.

Les deux exemples que l'on vient d'aborder sont très courants; quoiqu'il existe beaucoup d'autres cas particuliers, les principes généraux énoncés plus tôt sont toujours valables.

3.3.4 L'effort tranchant

Une pièce fléchie subit généralement un autre effort appelé effort tranchant.

L'effort tranchant est un effort qui agit perpendiculairement à l'axe longitudinal d'une pièce. Cet effort tend à cisailer une section d'un élément structural par rapport à la section adjacente. Les contraintes induites par cet effort sont parallèles à cette section, maximales à l'axe neutre et nulles aux extrémités (figure 3.3-7).

Il est important de noter que les efforts tranchants maximaux se situent généralement près des appuis des pièces fléchies.

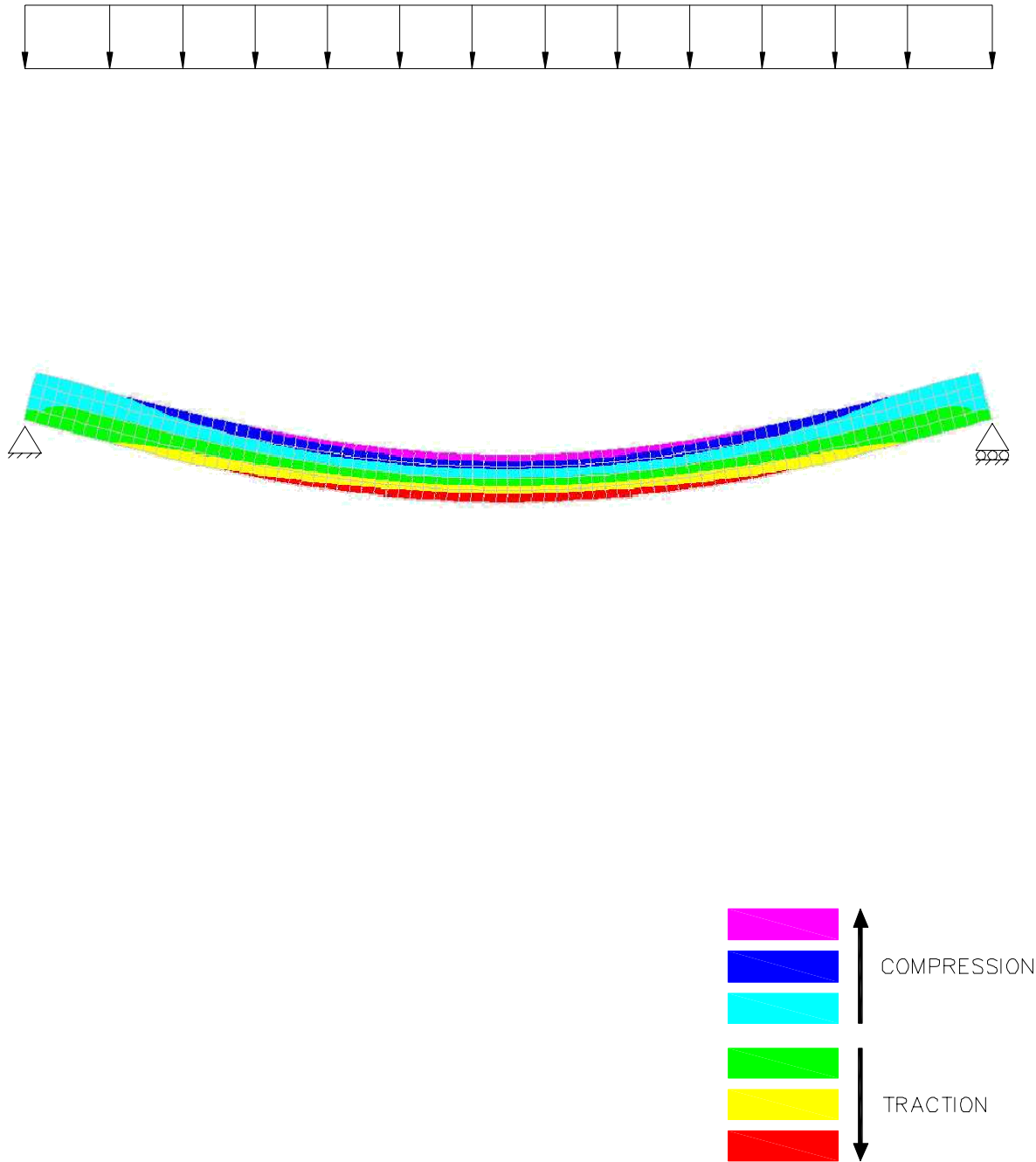


Figure 3.3-3 Contraintes principales dues au moment fléchissant

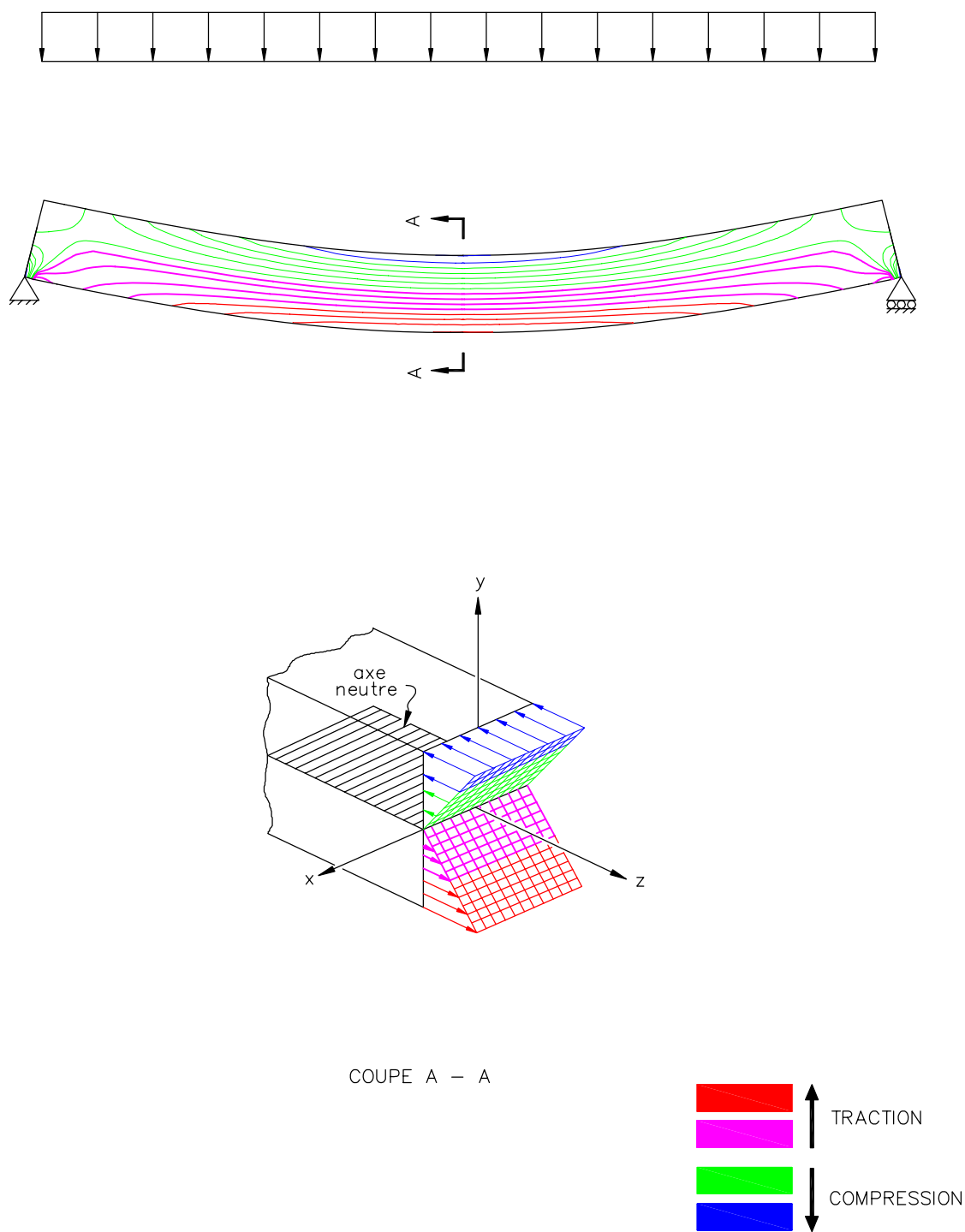


Figure 3.3-4 Lignes d'isocontraintes principales dues au moment fléchissant

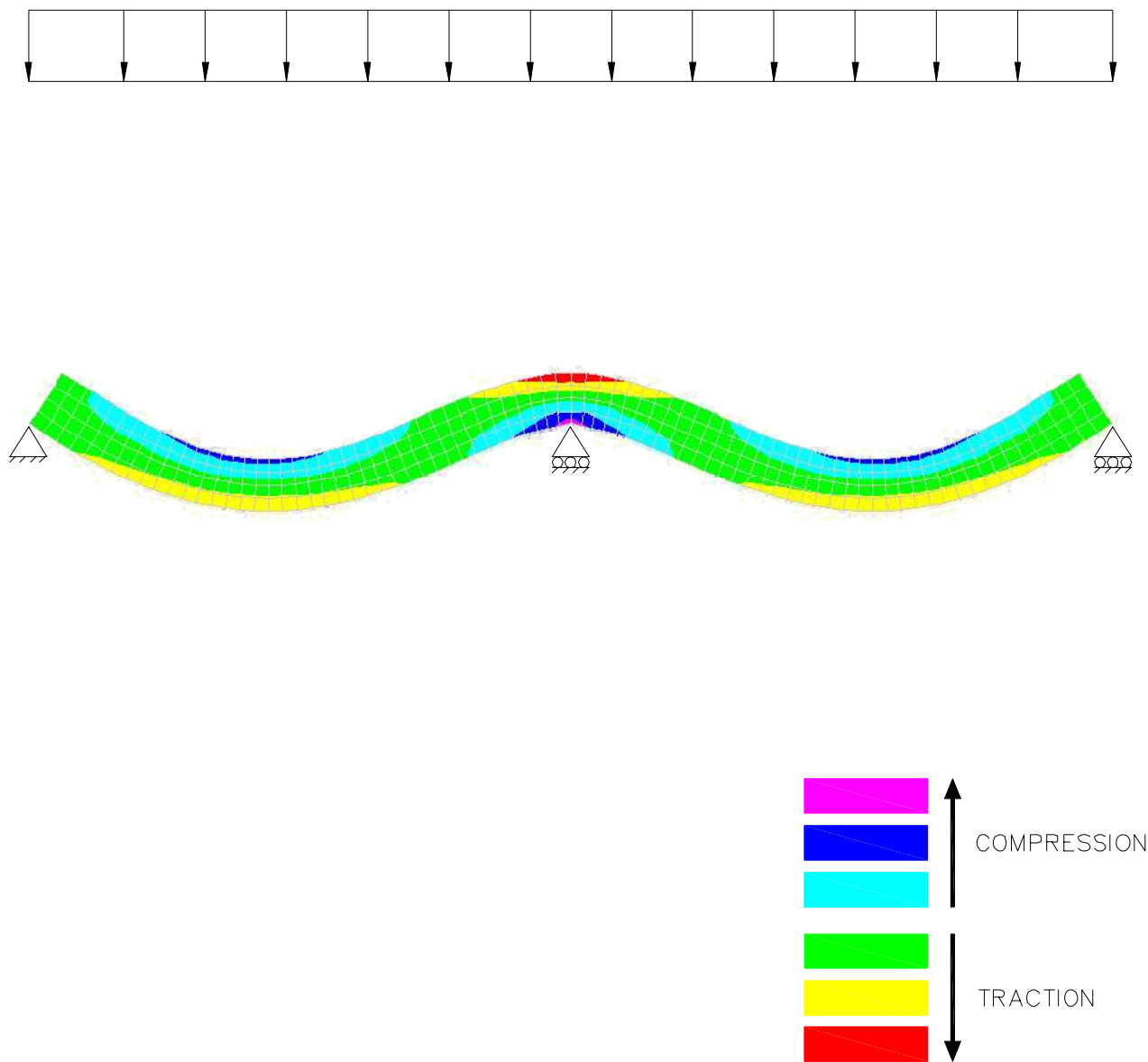


Figure 3.3-5 Contraintes principales dues au moment fléchissant

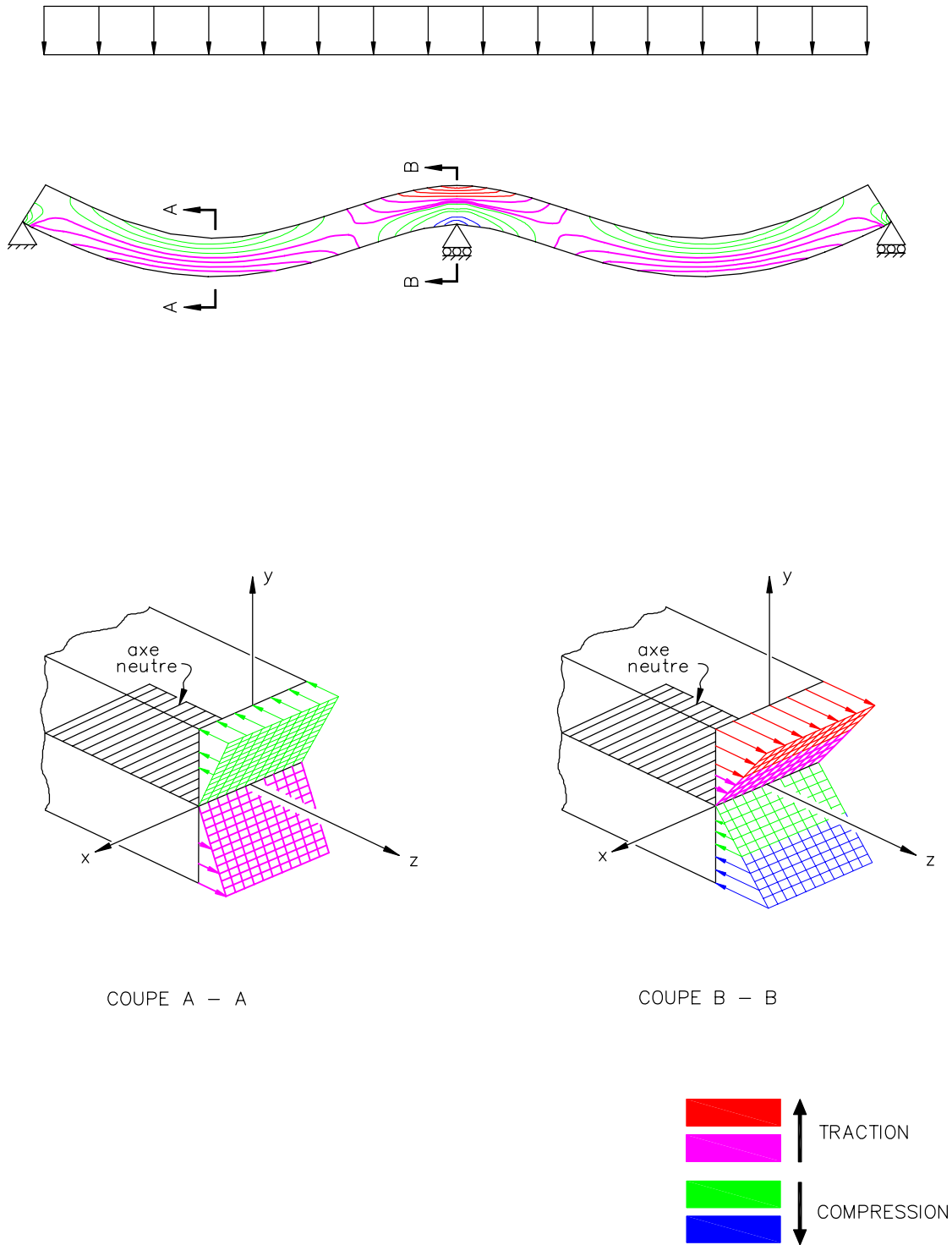


Figure 3.3-6 Lignes d'isocontraintes principales dues au moment fléchissant

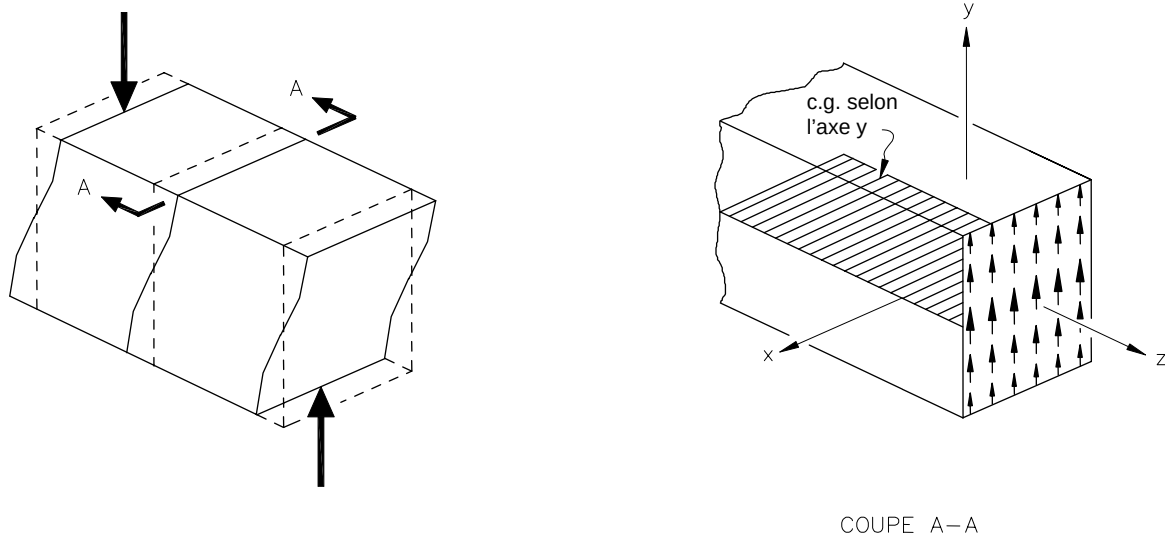


Figure 3.3-7 Contraintes de cisaillement dues à l'effort tranchant

3.3.5 L'effort de torsion

L'effort de torsion est un effort qui agit autour de l'axe longitudinal d'une pièce. Cet effort cisaille la section de la pièce par rapport à celle adjacente en la tordant autour de cet axe. Les contraintes de cisaillement induites par cet effort sont parallèles à la section, maximales sur son pourtour et nulles au centre (figure 3.3-8). L'effort de torsion est un effort peu courant dans les structures.

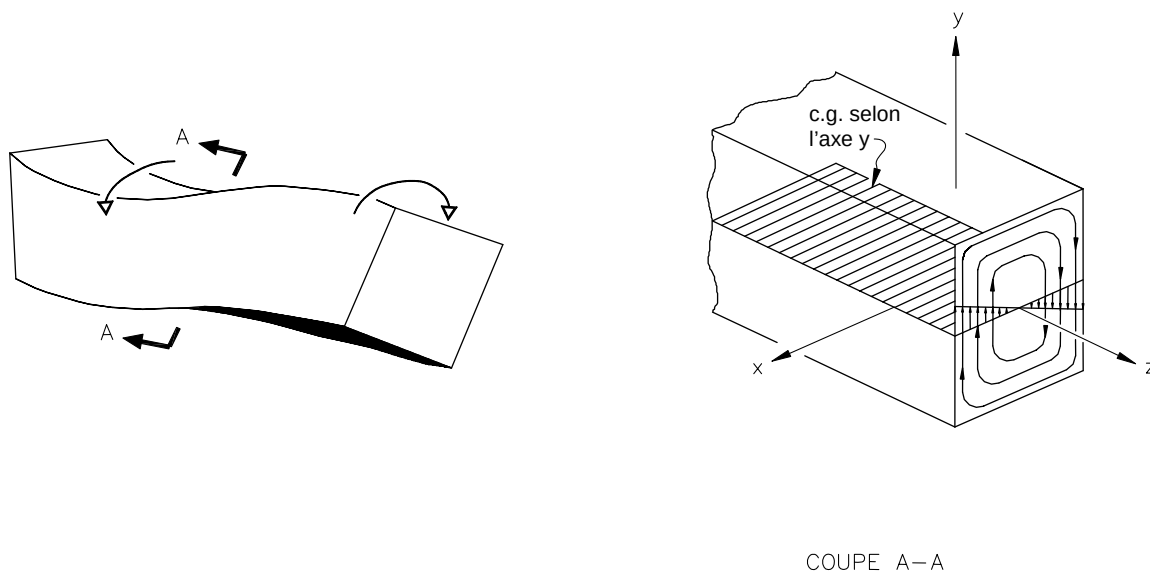


Figure 3.3-8 Contraintes de cisaillement dues à l'effort de torsion

3.4 LA RÉSISTANCE DES MATÉRIAUX

3.4.1 Généralités

La capacité d'un élément structural à résister aux efforts et aux contraintes dépend de ses caractéristiques et du matériau qui le compose. Nous allons ici nous limiter à la résistance des matériaux.

Deux grandes propriétés physiques caractérisent les matériaux : la ductilité et la fragilité.

La ductilité d'un matériau se définit comme étant sa capacité à subir de grandes déformations avant la rupture. Inversement, on dira d'un matériau qu'il est fragile s'il subit peu ou pas de déformation avant la rupture.

La rupture ductile est donc la plus souhaitable, puisqu'elle permet à la structure de se déformer considérablement avant la rupture. Par contre, la rupture fragile est indésirable et la plus dangereuse, puisqu'elle survient sans avertissement.

Un autre type de rupture peut également survenir par l'application répétée de contraintes qui induisent une micro fissure dans le matériau pouvant se répandre sur toute la section; c'est la rupture par fatigue.

Les sections suivantes traitent des matériaux les plus utilisés dans la construction des ponts : l'acier, le béton armé, le béton précontraint et le bois.

3.4.2 L'acier

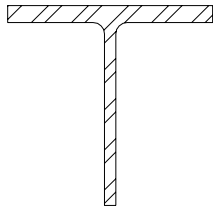
Les propriétés chimiques et physiques

- La composition chimique

L'acier est un alliage presque entièrement composé de fer (95% et plus). Les autres éléments les plus importants qui le composent sont le carbone et le manganèse.

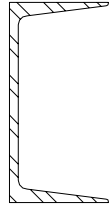
- Les produits sidérurgiques

Il existe une gamme très variée de produits de l'acier. Mentionnons simplement les profilés laminés (en forme de I, de C, de T ou de L), les produits plats laminés, les profilés reconstitués soudés, les tubes (ronds, carrés, rectangulaires), les palplanches, les tôles minces, les profilés formés à froid, les fils, les câbles, les boulons, les rivets, etc. (figure 3.4-1).



(WT)

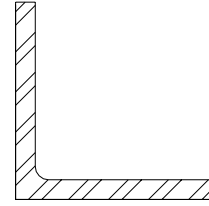
PROFILÉ EN
FORME DE T



PROFILÉ EN
FORME DE C

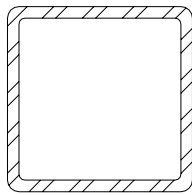


(ailes inégales)

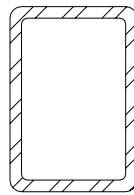


(ailes égales)

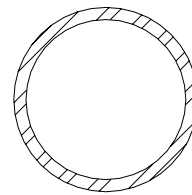
PROFILÉ EN
FORME DE L



carré

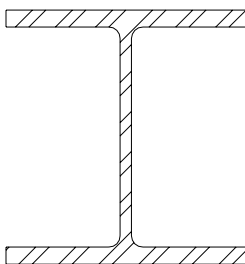


rectangulaire

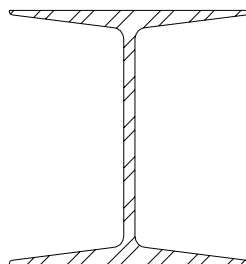


rond

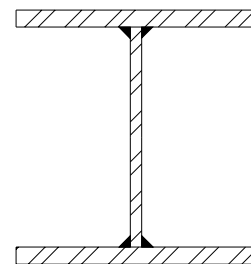
TUBES (HSS)



(W,M,HP)



(S)



(WWF)

PROFILÉ EN FORME DE I

Figure 3.4-1 Produits sidérurgiques

- Les propriétés mécaniques et chimiques

L'acier est le matériau qui présente la plus grande résistance pour la plus faible section. La ductilité est sa propriété la plus fondamentale.

Si on effectue un essai de traction sur un échantillon d'acier, on obtient une courbe qui montre le rapport entre la contrainte et la déformation de l'échantillon (figure 3.4-2). On distingue essentiellement trois phases dans la courbe de comportement de l'acier.

Il y a d'abord la phase élastique où la déformation de l'échantillon est directement proportionnelle à la contrainte. Si la force est relâchée dans cette zone, l'échantillon reprend sa longueur initiale.

Lorsque la contrainte atteint la limite élastique (F_y), c'est le début de la phase plastique, c'est-à-dire que si la force est relâchée dans cette zone, l'échantillon conserve une déformation permanente ou plastique. La phase plastique comprend deux zones, soit une zone où la déformation augmente sans augmentation de contrainte, c'est le plateau plastique, soit une zone où l'on doit augmenter la contrainte pour que la déformation continue de s'accroître, c'est la zone d'écrouissage.

Lorsque la contrainte atteint sa valeur maximale correspondant à la limite ultime (F_u), on obtient le début de la phase de rupture caractérisée par la striction de la section, c'est-à-dire une réduction visible et très localisée de la section de l'échantillon à l'endroit où va se produire la rupture.

Les aciers ne se comportent pas tous de cette façon. On verra plus loin que les aciers à haute résistance n'ont pas de plateau plastique.

Les autres propriétés mécaniques de l'acier les plus usuelles sont la résilience et la dureté. La résilience est la capacité d'un matériau à résister aux chocs à basse température et la dureté est sa capacité de résister à la production d'une empreinte laissée par un pénétrateur normalisé.

Les propriétés chimiques les plus importantes sont la soudabilité et la sensibilité à la corrosion. La soudabilité se définit comme la facilité avec laquelle on peut joindre deux pièces par soudage. La corrosion est un phénomène électrochimique qui produit la détérioration progressive des surfaces d'acier en contact avec l'atmosphère et l'eau lorsque ces surfaces ne possèdent pas de protection efficace contre ce phénomène.

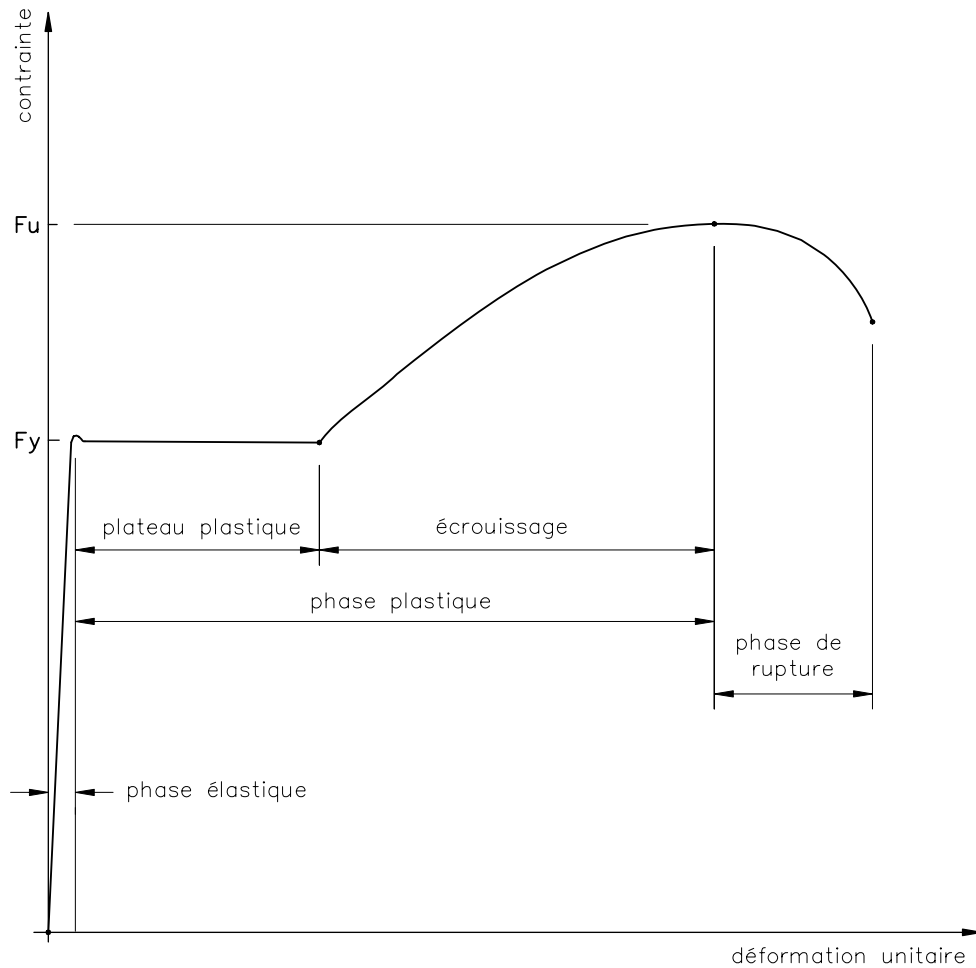


Figure 3.4-2 Courbe contrainte – déformation de l'acier

- Les types d'acier

En modifiant les caractéristiques mécaniques et chimiques de l'acier, soit par les techniques de fabrication, soit par l'addition d'éléments d'alliage, on obtient différents types d'acier.

Type G : acier pour la construction générale;

Type W : acier soudable;

Type WT : acier soudable présentant des propriétés de résilience améliorées à basse température;

Type R : acier de construction résistant à la corrosion atmosphérique;

Type A : acier de construction soudable résistant à la corrosion atmosphérique;

Type AT : acier de construction soudable résistant à la corrosion atmosphérique et présentant des propriétés de résilience améliorées à basse température;

Type Q : tôle forte en acier allié, trempé et revenu;

Type QT : tôle forte en acier faiblement allié, trempé et revenu, présentant des propriétés de résilience améliorées à basse température.

Les types les plus fréquemment utilisés aujourd'hui dans les ponts sont les types AT et WT.

La résistance en traction

Une pièce soumise à un effort de traction pure est une pièce sollicitée par une force appliquée au centre de gravité de la section et tendant à allonger la pièce.

Le comportement des pièces en traction est simple et semblable au comportement d'un échantillon soumis à un essai de traction. Si la contrainte dépasse la limite élastique (F_Y), il y a plastification de la section avec déformations permanentes et si la contrainte atteint sa valeur maximale (F_u), il y a fracture de la pièce. Bien sûr, il faut tenir compte du type d'assemblage : boulonné ou soudé. La présence de trous dans un assemblage boulonné doit être prise en compte puisqu'elle diminue la section efficace.

Les aciers les plus courants ont une bonne réserve de capacité entre le début de la plastification et la rupture (figure 3.4-2), ce qui assure la ductilité de la pièce, dont la mise hors service se fait par plastification de la section.

Cependant, pour les aciers à haute résistance qui sont moins ductiles, la mise hors service de la pièce peut se faire par fracture de la pièce.

La résistance en compression

Une pièce soumise à un effort de compression pure est une pièce sollicitée par une force appliquée au centre de gravité de la section et tendant à comprimer la pièce.

Le comportement des pièces en compression est beaucoup plus complexe que celui des pièces en traction. Les modes de rupture qui peuvent survenir sont la plastification de la section, le flambement de la pièce ou le voilement local d'une des parois constituant la section de la pièce.

La plastification de la section survient lorsque la contrainte atteint la limite élastique.

Le flambement de la pièce est lié directement à son instabilité. Le phénomène d'instabilité est la caractéristique qu'a une pièce comprimée de subir soudainement de grandes déformations latérales disproportionnées par rapport aux faibles accroissements de la charge. Plus la pièce est élancée, plus elle est instable. La figure 3.4-3) montre la résistance en compression d'une pièce en fonction de son élancement.

Le voilement d'une des parois est en fait un flambement local de la pièce et est caractérisé par l'apparition d'une ondulation sur la paroi.

À l'opposé des pièces en traction, les ruptures des pièces en compression sont souvent soudaines et se produisent sans avertissement.

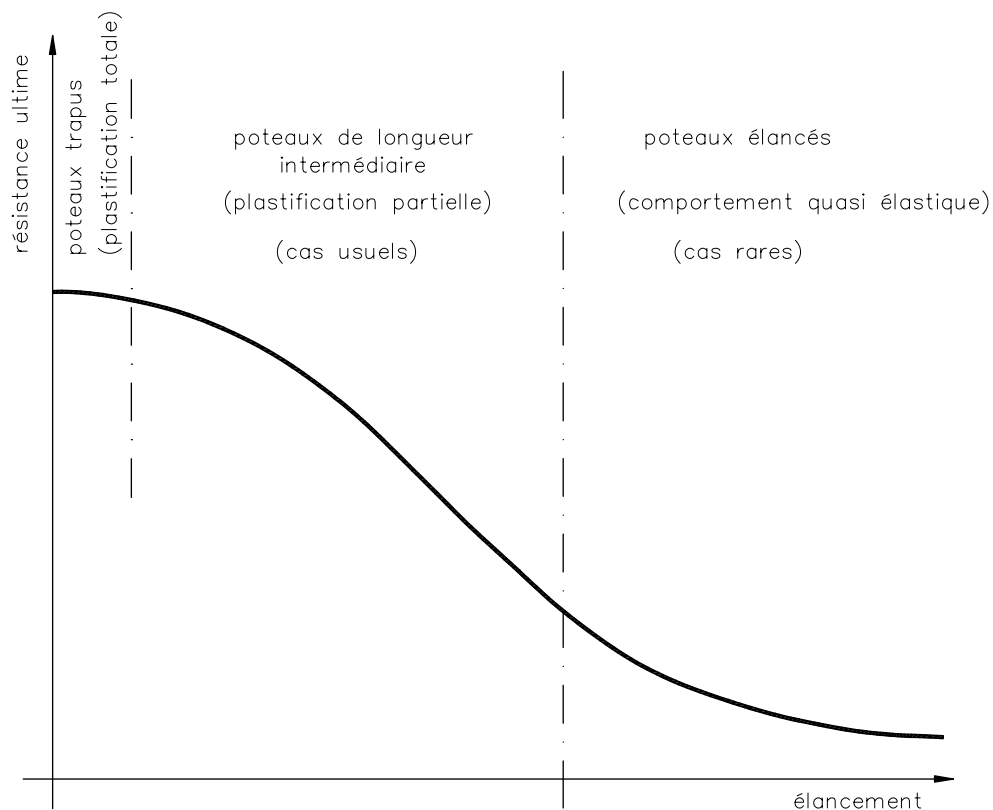


Figure 3.4-3 Résistance d'une pièce en compression en fonction de son élancement

La résistance en flexion

Une pièce est sollicitée en flexion lorsqu'elle est soumise à un chargement perpendiculaire à son axe longitudinal.

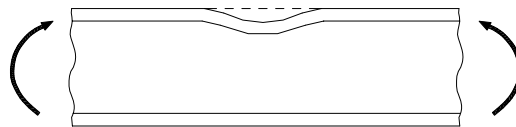
Les modes de rupture d'une pièce en flexion sont le voilement des plaques et le déversement.

On a défini précédemment le phénomène de voilement; la figure 3.4-4 nous montre le voilement de la semelle supérieure et de l'âme d'une poutre en forme de I soumise à un effort de flexion.

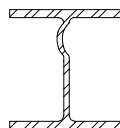
Le déversement correspond à une déformation latérale de la semelle en compression accompagnée d'une rotation de la section par rapport à l'axe longitudinal de la pièce (figure 3.4-5).

Le comportement d'une poutre qui déverse est analogue à celui d'un poteau qui flambe. Ainsi, les poutres courtes auront tendance à voiler et les poutres longues à déverser.

Le déversement peut être évité si la semelle en compression est supportée latéralement, c'est-à-dire s'il y a des supports suffisamment rigides et suffisamment rapprochés pour s'opposer à la déformation latérale de la pièce (figure 3.4-6).

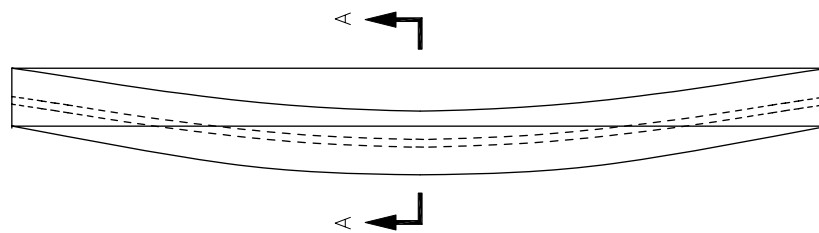
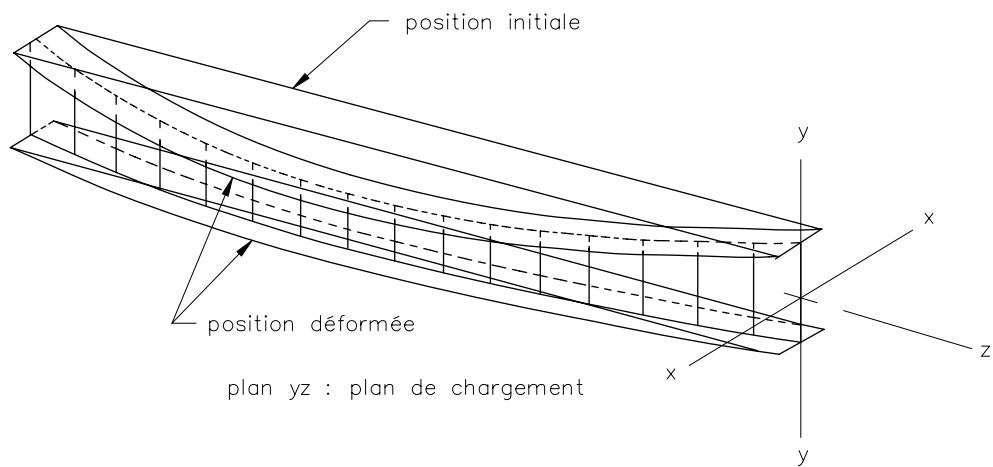


VOILEMENT DE LA SEMELLE SUPÉRIEURE

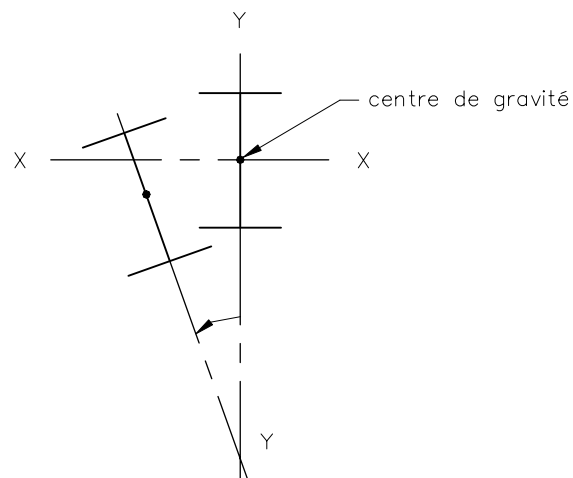


VOILEMENT DE L'ÂME

Figure 3.4-4 Voilement d'une pièce en flexion

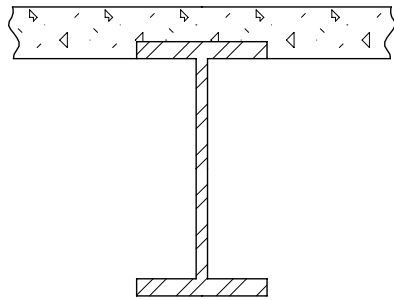


FLEXION LATÉRALE

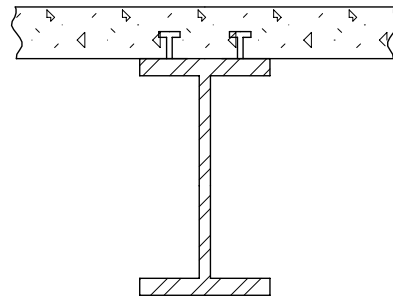


COUPE A - A

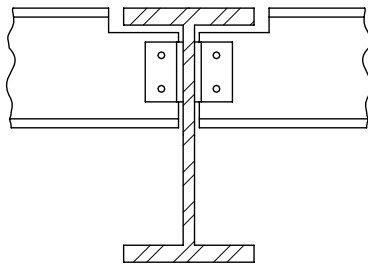
Figure 3.4-5 Déversement d'une pièce en flexion



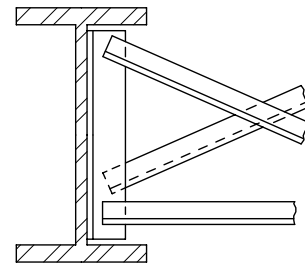
SEMELLE SUPÉRIEURE ENCASTRÉE
DANS LA DALLE EN BÉTON



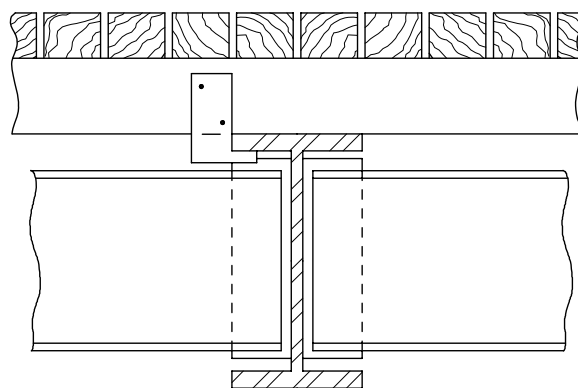
SEMELLE SUPÉRIEURE LIÉE
À LA DALLE EN BÉTON
AVEC DES GOUJONS



POUTRE TRANSVERSALE
PRÈS DE LA SEMELLE SUPÉRIEURE



CONTREVENTEMENTS



DÉTAIL TYPE POUR PLATELAGE EN BOIS

Figure 3.4-6 Supports latéraux

La résistance à l'effort tranchant

Généralement, une pièce fléchie est aussi soumise à un effort tranchant. C'est l'âme des poutres qui résiste à l'effort tranchant et les modes de rupture de l'âme d'une poutre en forme de I, due à l'effort tranchant, sont la plastification et le flambement de l'âme.

L'action composite

Dans les ponts, il est courant d'avoir une dalle en béton qui repose sur des poutres en acier. Si la dalle est mécaniquement interconnectée (généralement à l'aide de goudjons) à la poutre d'acier, elle participe à la flexion de la poutre; c'est ce qu'on appelle l'action composite.

L'action composite a pour effet d'augmenter la résistance en flexion d'une poutre d'acier de 20% à 90%, suivant l'épaisseur de la dalle en béton et la section d'acier utilisée. De plus, la flèche de la poutre est considérablement réduite. Pour des ponts, il est souvent plus économique d'utiliser des sections composites.

3.4.3 Le béton armé

La composition du béton

Contrairement à l'acier, le béton est un matériau hétérogène constitué de divers composants. Les différents constituants du béton sont le ciment, l'eau, les granulats et les adjuvants. La réaction chimique qui se produit entre le ciment et l'eau fait durcir la pâte qui sert à lier les granulats entre eux.

L'eau et les granulats doivent être exempts de toutes substances nuisibles et la granulométrie des granulats doit être contrôlée.

Les adjuvants sont utilisés pour donner au béton certaines caractéristiques qui ne peuvent être obtenues de façon économique par d'autres moyens. Les principaux adjuvants sont les agents d'occlusion d'air, les réducteurs d'eau, les retardateurs de prise et les superplastifiants. Les entraîneurs d'air sont utilisés pour les bétons soumis à de basses températures. Ils améliorent sa résistance aux cycles gel-dégel et à l'écaillage provoqué par les produits de déglacage. Les superplastifiants sont utilisés pour obtenir un béton fluide ou comme réducteurs d'eau dans l'utilisation de béton à haute résistance.

Pour assurer une hydratation adéquate du ciment, le béton doit être soumis à un traitement de mûrissement; c'est la cure du béton. On utilise généralement une cure normale pour le béton coulé en place et une cure accélérée par traitement thermique pour le béton précontraint par prétension.

La résistance en compression

La résistance du béton à la compression est sa propriété la plus fondamentale. La valeur de la résistance à la compression, utilisée comme référence, est celle correspondant à la résistance nominale à 28 jours. L'augmentation de résistance après 28 jours est généralement négligée. Cette résistance à la compression du béton est obtenue par un essai de compression uniaxiale sur des spécimens normalisés.

Si l'on soumet un spécimen normalisé de béton âgé de 28 jours à un essai de compression à déformation croissante contrôlée, on obtient une courbe contrainte - déformation comme celle montrée sur la figure 3.4-7). On distingue essentiellement trois phases successives dans le comportement du spécimen.

La première phase, appelée phase élastique, est celle où la déformation axiale unitaire du spécimen est presque directement proportionnelle à la contrainte appliquée. La deuxième phase correspond à la portion non linéaire de la partie ascendante de la courbe et se termine lorsque la contrainte maximale est atteinte. La troisième phase correspond à la partie descendante de la courbe. La résistance nominale du béton (f'_c) correspond à la valeur maximale de la courbe.

La rupture en compression du béton est soudaine et laisse peu d'avertissement. Tel qu'indiqué sur la courbe, la résistance du béton à la traction (f'_t) est très faible. Dans la conception des structures, on la néglige souvent et on ne considère que la résistance en compression du béton.

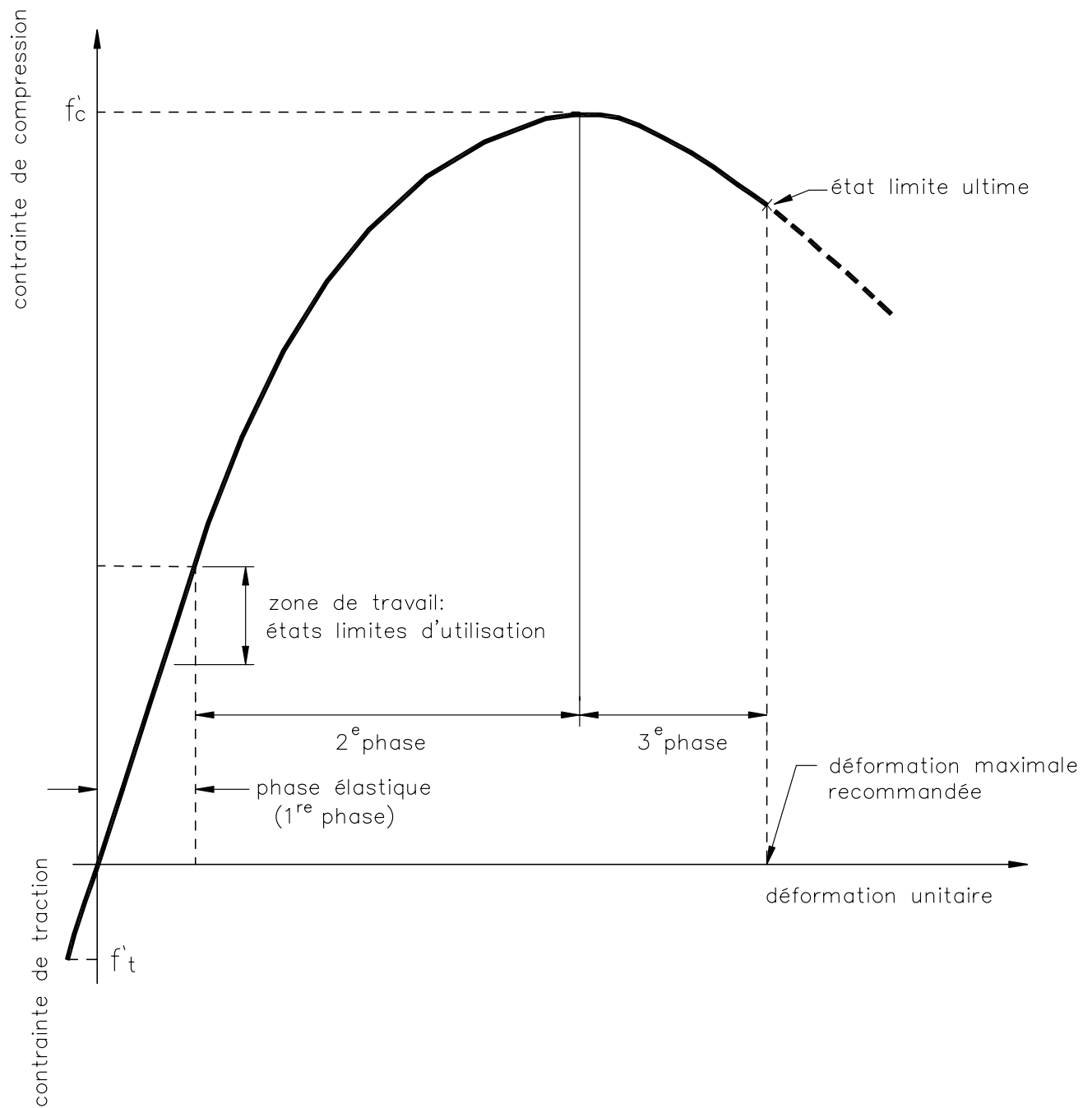
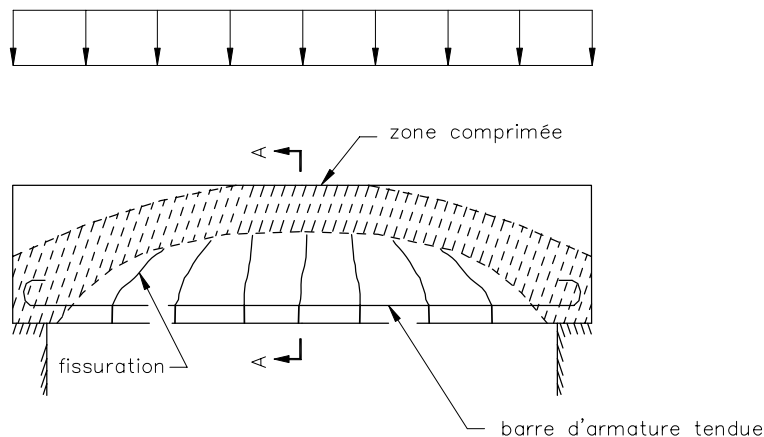


Figure 3.4-7 Courbe contrainte – déformation du béton

La résistance en flexion

Comme on l'a vu précédemment, l'effort de flexion induit des contraintes de compression et de traction. Puisque le béton est un matériau faible en traction, il y a fissuration dans les zones tendues et on doit utiliser des barres d'armatures dans ces zones pour reprendre l'effort de traction. Le béton armé est donc un matériau formé par l'association de béton et de barres d'armature disposées de façon à utiliser au mieux les propriétés respectives de chacun : le béton assure la résistance des zones comprimées et les barres d'armature assurent la résistance des zones tendues (figure 3.4-8).



COUPE A-A

Figure 3.4-8 Principe du béton armé

Les pièces en béton armé sont dimensionnées de telle sorte que la rupture en flexion de la pièce survienne après de grandes déformations des aciers et de la pièce elle-même. Ces grandes déformations provoquent l'écrasement et la dislocation du béton en compression. Avant que ne survienne cet écrasement, la rupture est prévisible car les grandes déformations de la pièce servent d'avertissement ; c'est une rupture ductile (figure 3.4-9).

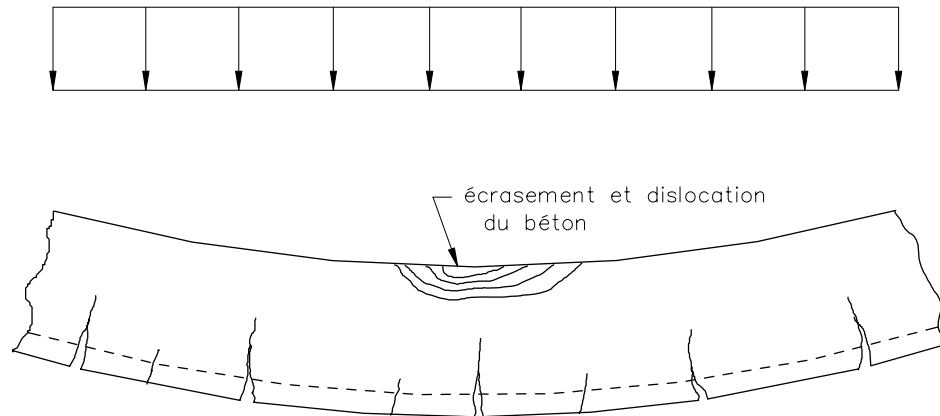


Figure 3.4-9 Rupture ductile

La résistance à l'effort tranchant et à la torsion

On a déjà vu que l'effort de flexion engendre généralement un effort tranchant. La figure 3.4-10 montre l'état de fissuration d'une poutre soumise à un moment fléchissant et à un effort tranchant. Dans une poutre en béton armé, l'effort tranchant produit une contrainte de traction qui cause la fissuration oblique de l'âme. Pour qu'une telle fissure ne produise pas la rupture de la pièce, on a recours à des armatures transversales à l'axe longitudinal de la poutre que l'on appelle étriers.

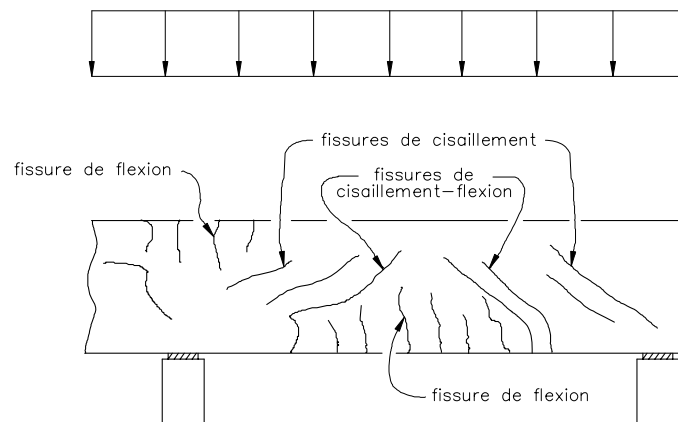


Figure 3.4-10 Fissuration type d'une poutre en béton armé

Après la fissuration de l'âme, une poutre en béton armé soumise à un moment fléchissant et à un effort tranchant se comporte comme un treillis en plan (figure 3.4-11). Ce treillis comprend une membrure comprimée constituée de la zone en compression de la poutre et une membrure tendue constituée de la zone en traction. Ces deux membrures sont reliées par les armatures transversales et par des bielles en béton comprimées comprises entre les fissures obliques.

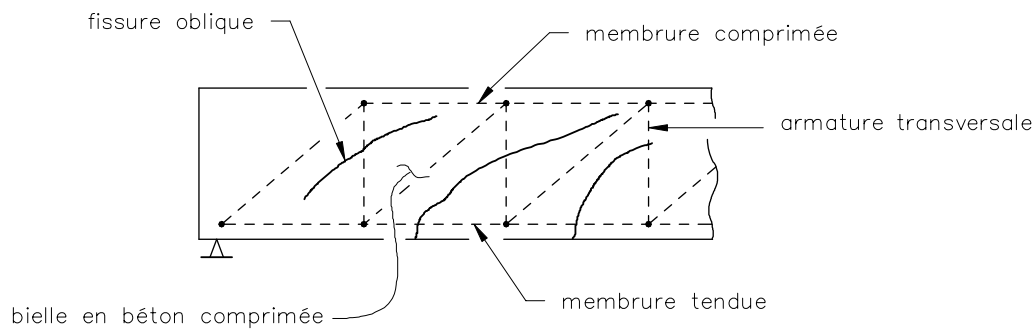


Figure 3.4-11 Analogie du treillis en plan pour l'effort tranchant

Le but des armatures transversales est de couder efficacement l'âme après la fissuration. Si ces armatures sont en nombre insuffisant, la fissuration oblique de l'âme produit leur plastification ; elles sont alors incapables de couder efficacement l'âme, ne pouvant s'opposer à l'ouverture des fissures. Il se produit alors une rupture due à l'écrasement du béton qui fait suite à la plastification des étriers ; cette rupture par compression horizontale est caractérisée par une rotation de la poutre par rapport au sommet de la fissure la plus critique et produisant l'écrasement du béton (figure 3.4-12).

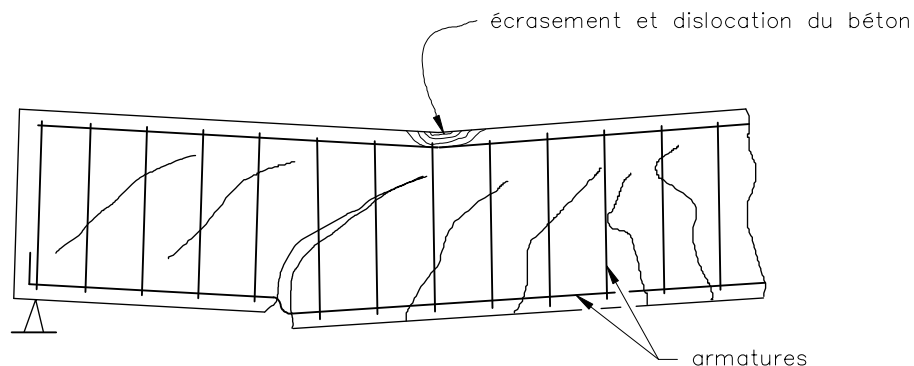


Figure 3.4-12 Rupture par compression horizontale

On obtient le même type de rupture si on a une quantité suffisante d'armature, sauf que la plastification ne se produit pas lors de la fissuration. En fait, la quantité d'armatures transversales doit être suffisante pour qu'une rupture ductile en flexion se produise avant ou en même temps que la plastification des armatures transversales.

Il faut s'assurer également que les bielles en béton délimitées par les fissures obliques ne soient pas trop comprimées, afin d'éviter qu'elles ne s'écrasent ou flambent avant la plastification des armatures transversales ; c'est une rupture par écrasement ou flambement oblique de l'âme qui survient surtout dans le cas des poutres à âme mince (figure 3.4-13).

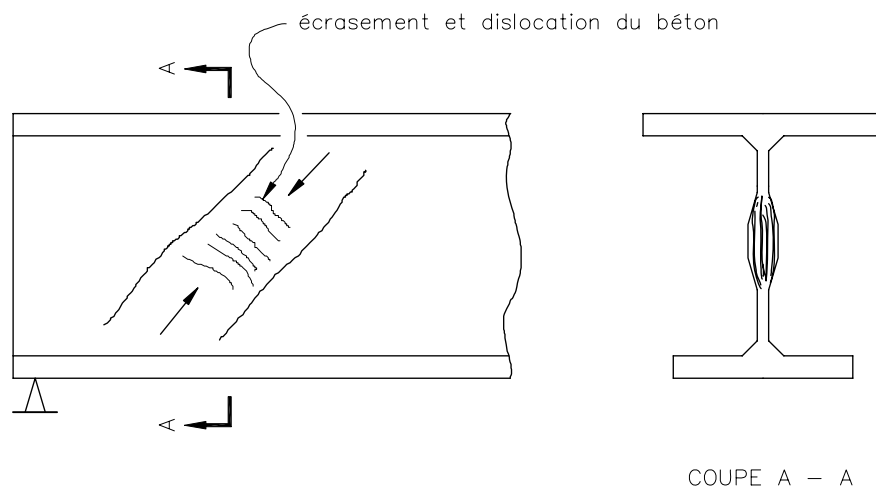


Figure 3.4-13 Rupture par compression oblique

Dans le cas de la torsion, les fissures se développent sur toutes les faces de la pièce (figure 3.4-14). En fait, au lieu d'un treillis en plan, on a un treillis spatial. Pour éviter la rupture de la pièce, on a recours encore aux armatures transversales mais, cette fois-ci, les étriers doivent être fermés car le cisaillement circule autour de la section.

En torsion pure, il y a trois types de rupture. Si les armatures longitudinales et transversales se plastifient avant l'éclatement du béton, la rupture est ductile. La rupture est partiellement ductile si un des deux types d'armature se plastifie avant l'éclatement du béton. Dans le cas où la dislocation et l'écrasement du béton surviennent avant la plastification des armatures, la rupture est fragile.

Les armatures transversales doivent donc être en quantité suffisante pour que le cisaillement dû à l'effort tranchant et à la torsion ne cause pas la rupture de la poutre avant la rupture ductile en flexion.

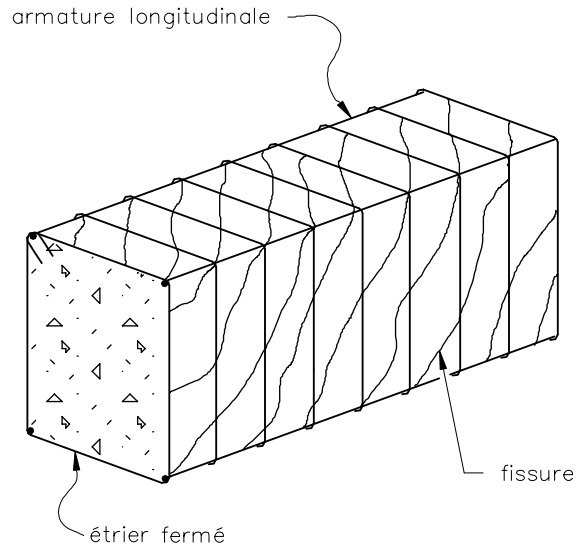


Figure 3.4-14 Analogie du treillis spatial pour la torsion

3.4.4 Le béton précontraint

Principe de la précontrainte

La précontrainte est un traitement mécanique qui consiste à produire dans un élément structural, avant sa mise en service, des contraintes contraires à celles produites par les charges qui le solliciteront.

Dans le cas du béton, lequel est un matériau qui résiste bien à la compression, mais mal à la traction, la précontrainte consiste à créer des contraintes de compression permanentes dans les zones où les charges externes devraient causer des contraintes de traction.

En béton armé, on résiste aux charges de façon passive en disposant de l'acier dans les zones tendues où le béton a tôt fait de se fissurer et de devenir inactif, ce qui donne un comportement hétérogène. Par contre, en béton précontraint, le traitement mécanique qui consiste à précomprimer certaines zones peut être considéré comme une façon active de résister efficacement à la traction. En retardant la fissuration du béton, la précontrainte le transforme en un matériau homogène et élastique : c'est la propriété fondamentale du béton précontraint.

En fait, la théorie du béton précontraint est basée sur trois principes fondamentaux :

- La précontrainte transforme le béton en un matériau homogène et élastique;
- La compression dans le béton et la traction dans l'acier de précontrainte forment un couple de résistance interne égal au moment fléchissant produit par les charges appliquées;
- L'effet de la précontrainte est équivalent à un chargement agissant dans le sens contraire de celui dû aux charges appliquées.

Pour conserver l'homogénéité de la pièce, on doit s'assurer qu'au transfert de la précontrainte et sous les charges d'utilisation, il n'y ait pas formation de fissures dans les zones tendues ou compression excessive dans les zones comprimées.

Il va de soi que les modes de rupture à l'ultime sous les efforts de flexion, tranchants ou de torsion sont les mêmes qu'en béton armé, sauf que la rupture est atteinte sous des charges beaucoup plus élevées.

Les modes de précontrainte

Le traitement mécanique de précontrainte exige deux matériaux : celui qui est précontraint et celui qui produit la précontrainte. Dans le cas du béton précontraint, c'est le béton qui est précontraint et ce sont des aciers à haute résistance mis en tension qui produisent la précontrainte. Selon que cette mise en tension est faite avant ou après la coulée de béton, la précontrainte est appliquée par prétension ou par post-tension.

La précontrainte par prétension est réalisée à l'aide d'armatures tendues sur un banc de traction avant le bétonnage. La mise en tension des aciers de précontrainte est effectuée à l'aide de vérins prenant appui sur une butée. Lorsque l'allongement requis est atteint, on bloque l'acier de précontrainte à l'aide d'ancrages. Ensuite, le béton est coulé en contact direct avec les aciers de précontrainte dans des coffrages et, lorsqu'il a atteint une résistance suffisante, on procède au transfert de la précontrainte en libérant les aciers de leurs ancres. Comme les armatures tendues ne sont pas libres de revenir à leur longueur initiale, l'effort se reporte par adhérence au béton et la pièce se trouve précontrainte.

La précontrainte par post-tension est réalisée à l'aide d'armatures tendues après la coulée du béton, lorsque ce dernier a suffisamment durci. Des gaines étanches ont donc été placées préalablement dans les coffrages pour isoler l'acier de précontrainte du béton et lui permettre de s'allonger librement. Les aciers de précontrainte peuvent aussi être enfilés dans les gaines après le bétonnage de la pièce.

Lorsque le béton a atteint une résistance suffisante, les armatures de précontrainte sont mises en tension par des vérins prenant appui sur le béton de la pièce à précontraindre. Lorsque l'allongement requis est atteint, l'acier de précontrainte est bloqué à l'aide d'ancrages permanents. Les gaines sont ensuite injectées de coulis pour protéger l'acier contre la corrosion; sinon, les aciers sont enduits d'un produit bitumineux ou de graisses minérales. Dans certains cas particuliers, la post-tension peut être appliquée à l'aide d'armatures externes au béton.

L'acier de précontrainte

Le béton précontraint n'est employé couramment que depuis la fin des années 50, à cause de la nécessité de recourir à des aciers à haute résistance pour réaliser une précontrainte efficace et durable. En effet, pour que la précontrainte soit efficace, on doit produire de grandes dilatations dans l'acier de précontrainte pour compenser les pertes de précontrainte.

Les aciers utilisés pour la précontrainte sont donc des aciers à très haute résistance appelés aciers durs et ont une forte teneur en carbone.

On trouve l'acier de précontrainte sous forme de fils, torons ou barres.

Une courbe contrainte-déformation caractéristique de l'acier de précontrainte est montrée à la figure 3.4-15. On note que cette courbe ne présente pas de plateau plastique comme dans les cas des aciers ordinaires et que la portion entre la limite élastique (F_{py}) et la limite ultime (F_{pu}) est la zone d'écrouissage qui garantit un minimum de déformabilité avant la rupture et assure ainsi une rupture ductile.

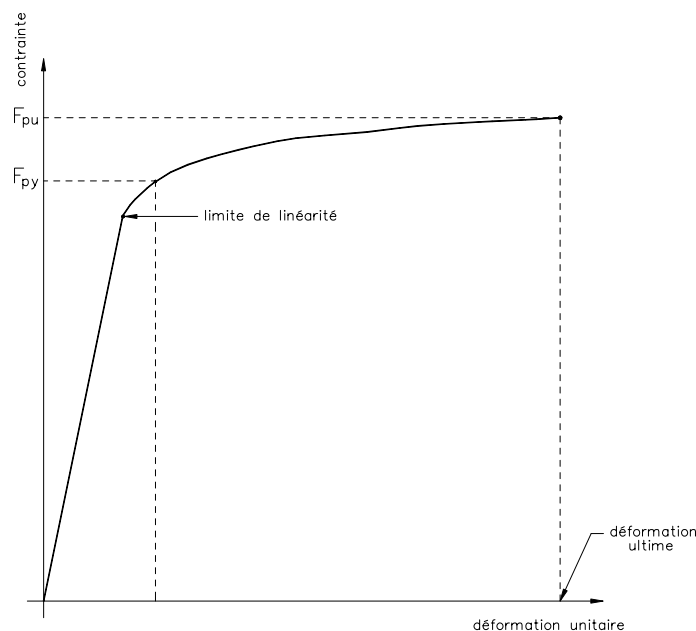


Figure 3.4-15 Courbe contrainte – déformation de l'acier de précontrainte

Les pertes de précontrainte

Plusieurs phénomènes inévitables tendent à réduire l'intensité de l'effort de traction dans l'acier de précontrainte. Ces phénomènes sont attribuables au procédé de mise en tension, au mode de précontrainte et au comportement des matériaux.

Les pertes de précontrainte dues au procédé de mise en tension sont causées par le mécanisme d'ancrage et sont dues à la rentrée d'ancrage et à la déformation du corps d'ancrage.

Les pertes de précontrainte dues au mode de précontrainte sont causées par le frottement de l'armature de précontrainte sur sa gaine lors de la mise en tension et ne surviennent évidemment qu'en post-tension.

Les pertes de précontrainte dues au comportement des matériaux sont causées par le raccourcissement élastique, le retrait et le fluage du béton, et la relaxation de l'acier.

Le raccourcissement élastique se produit lors de l'application de la précontrainte au béton. Le béton subit une déformation élastique instantanée par compression, produisant une perte de tension dans l'acier qui subit le même raccourcissement que la pièce en béton.

Le retrait est la diminution du volume de béton produit par le séchage. Cette diminution occasionne un raccourcissement de la pièce et cause par le fait même une perte de tension dans l'acier.

Le fluage est le raccourcissement différé du béton causé par une force de compression permanente. C'est un phénomène plus complexe que le retrait puisqu'en plus de dépendre des mêmes paramètres que le retrait, soit le dosage des constituants, la qualité des gros granulats, la forme de la pièce, l'humidité et le temps, il dépend aussi de l'intensité de la contrainte de compression permanente et de l'âge du béton lors de l'application de la précontrainte.

La relaxation de l'acier est une diminution dans le temps de la contrainte dans l'acier soumis à un allongement constant, à une température donnée. La perte de précontrainte due à ce phénomène est moindre pour les aciers à basse relaxation que pour les aciers à relaxation normale.

Les avantages de la précontrainte

Les principaux avantages de la précontrainte sont les suivants : durabilité, économie et légèreté, rigidité et bon contrôle des déformations, fiabilité et sécurité.

Durabilité, parce que la fissuration est limitée ou inexistante procurant ainsi l'étanchéité des pièces et éliminant du même coup la détérioration du béton due à l'infiltration et au gel de l'eau dans les fissures.

Économie et légèreté, parce qu'une pièce précontrainte exige moins de béton et d'acier qu'une pièce en béton armé pour résister aux mêmes charges, puisque toute la section de la pièce précontrainte est efficace pour résister aux charges appliquées. Les pièces sont donc plus petites, c'est-à-dire plus élancées et, par conséquent, plus légères, ce phénomène s'accroissant avec la longueur des portées.

Rigidité et bon contrôle des déformations, parce qu'à contraintes et dimensions égales, une pièce en béton précontraint est trois à quatre fois plus rigide qu'une pièce en béton armé.

Fiabilité et sécurité, parce qu'une pièce précontrainte subit un test très rigoureux lors de la mise en précontrainte qui produit des contraintes dans les matériaux souvent plus élevées que celles qui surviendront durant toute la durée de vie de la pièce.

3.4.5 Le bois

La composition du bois

Il y a plus de 30 espèces de résineux et 100 espèces de feuillus au Canada. La majeure partie des produits de bois canadien provient des résineux qui ont chacun leurs propriétés propres. Mentionnons simplement que le matériau solide qui compose le bois est la lignocellulose.

Le bois subit généralement des traitements pour améliorer sa durabilité vis-à-vis certains agents destructeurs particuliers comme les champignons, le feu, les insectes et les altérations atmosphériques et chimiques.

La résistance du bois

De façon générale, le bois est beaucoup plus résistant parallèlement que perpendiculairement aux fibres qui le composent. Le bois peut être soumis à des efforts de compression, de traction, de flexion, de cisaillement et de torsion. Pour chacun de ces efforts, les contraintes engendrées dans le bois ne doivent pas dépasser celles admissibles dans les normes.

La compression

On distingue essentiellement trois types de compression : la compression parallèle aux fibres, la compression perpendiculaire aux fibres et la compression angulaire (figure 3.4-16).

La résistance du bois à la compression parallèle aux fibres est développée par les minuscules fibres qui composent sa structure cellulaire. Chaque fibre de bois reçoit et donne un support latéral aux fibres voisines, chacune agissant comme une colonne creuse individuelle. C'est ce type de résistance en compression qui est le plus grand.

La résistance du bois à la compression perpendiculaire aux fibres est difficile à mesurer à cause des déformations qui l'accompagnent. Cette résistance s'accroît avec la déformation et atteint un maximum lorsque la lignocellulose est entièrement comprimée au tiers environ de son volume original. En compression perpendiculaire aux fibres, les fibres non sollicitées aident directement celles qui le sont.

La résistance du bois en compression angulaire se situe entre les valeurs de résistance de la compression parallèle et perpendiculaire aux fibres.

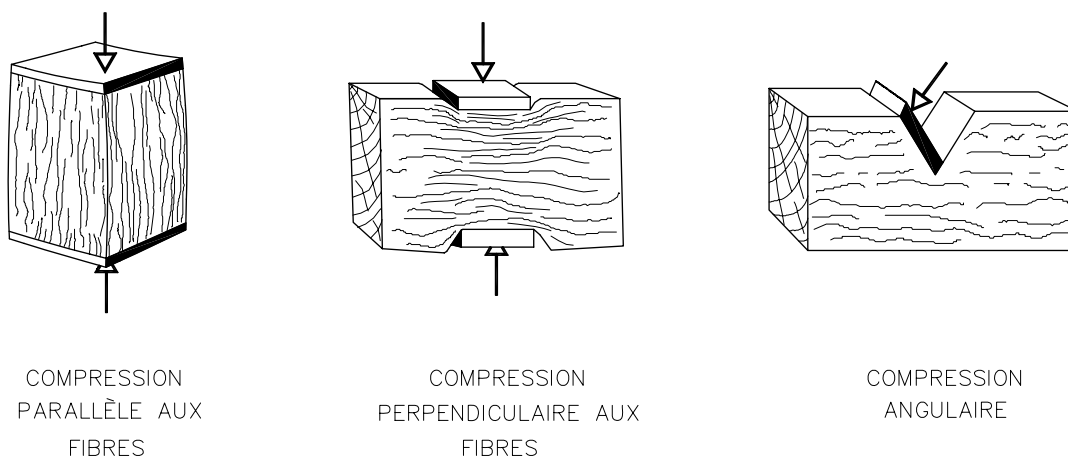


Figure 3.4-16 Compression

La traction

On distingue deux types de traction : la traction parallèle aux fibres et la traction perpendiculaire aux fibres (figure 3.4-17).

La résistance du bois est plus grande en traction parallèle aux fibres. Cependant, on doit tenir compte de la présence des trous, des encoches ou des coupes qui réduisent la section, et des concentrations d'efforts ainsi créées.

La résistance du bois en traction perpendiculaire aux fibres est beaucoup moins grande, mais le bois est rarement sollicité de cette façon.

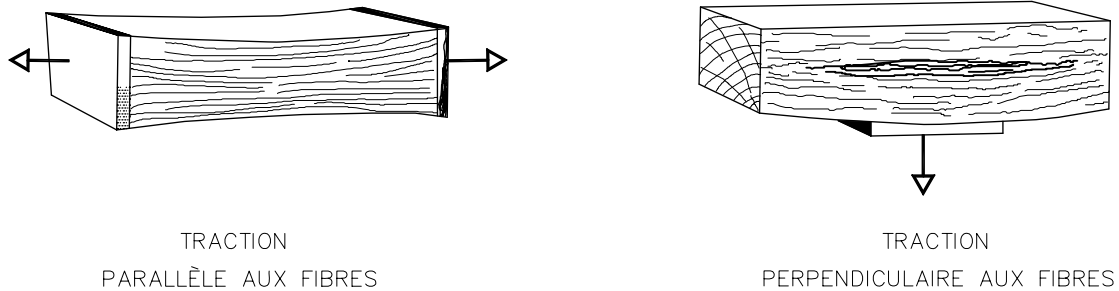


Figure 3.4-17 Traction

La flexion

La résistance en flexion d'une pièce en bois dépend de ses propriétés géométriques.

La figure 3.4-18 montre une pièce de bois simplement appuyée soumise à un effort de flexion. La partie supérieure de la poutre est comprimée, la partie inférieure tendue et au niveau de l'axe neutre, le cisaillement horizontal est maximal.

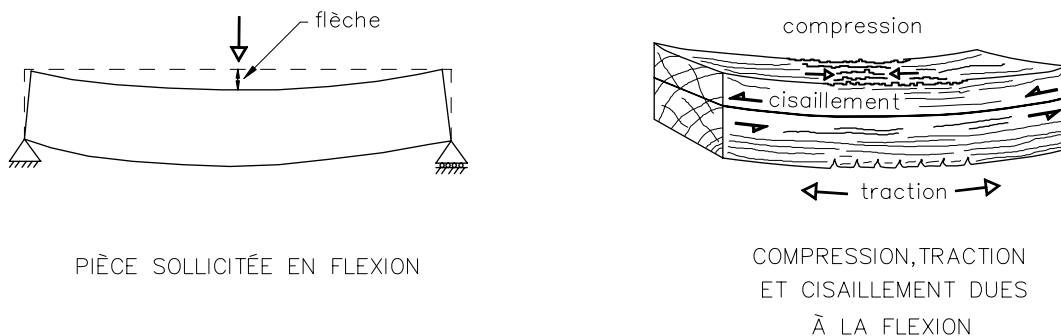


Figure 3.4-18 Flexion

Le cisaillement

On distingue deux types de cisaillement : le cisaillement perpendiculaire aux fibres et le cisaillement parallèle aux fibres (figure 3.4-19).

La résistance du bois est plus grande en cisaillement perpendiculaire aux fibres. Lors du dimensionnement des poutres, ce cisaillement n'est jamais critique à cause de la résistance élevée du bois en cisaillement perpendiculaire aux fibres.

Cependant, les charges en flexion engendrent les contraintes maximales en cisaillement parallèle aux fibres au niveau de l'axe neutre. La résistance du bois en cisaillement parallèle aux fibres est moins grande et on doit tenir compte des trous, encoches et coupes qui réduisent la surface effective résistant au cisaillement.

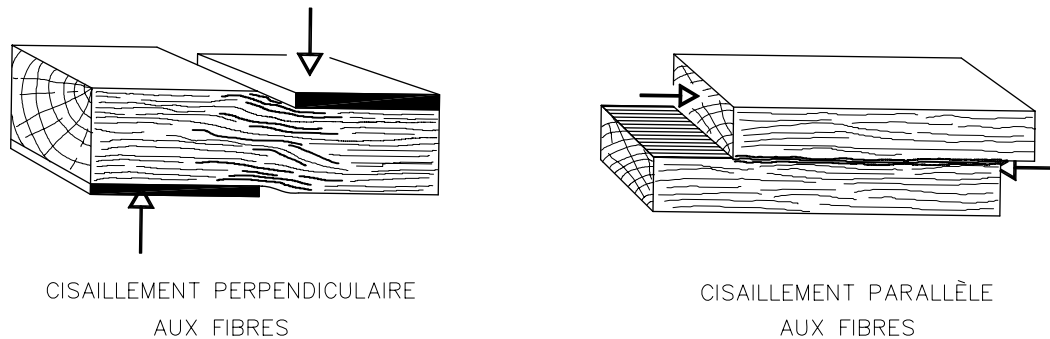


Figure 3.4-19 Cisaillement

La torsion

On ne tient généralement pas compte de la torsion dans le bois, puisqu'il est rarement sollicité de cette façon (figure 3.4-20).

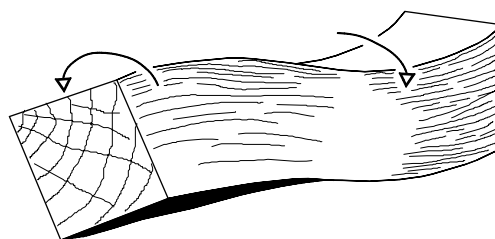


Figure 3.4-20 Torsion

CHAPITRE 4

HYDRAULIQUE DES PONTS

TABLE DES MATIÈRES

4.1	LES COURS D'EAU	4-1
4.1.1	Le cours d'eau naturel	4-1
4.1.2	La forme d'un cours d'eau	4-2
4.2	LE RENDEMENT HYDRAULIQUE DES STRUCTURES	4-9
4.3	LES ALTÉRATIONS DES COURS D'EAU	4-10
4.3.1	L'affouillement	4-10
4.3.2	La dégradation et l'exhaussement du lit d'un cours d'eau	4-19
4.3.3	Le creusage artificiel	4-21
4.3.4	La glace	4-22
4.3.5	Les débris	4-25
4.3.6	Les castors	4-27
4.3.7	Les billes de bois	4-27

LISTE DES FIGURES

Figure 4.1-1	Lits d'un cours d'eau	4-2
Figure 4.1-2	Principales formes de cours d'eau	4-3
Figure 4.1-3	Définition de la sinuosité (S_i)	4-4
Figure 4.1-4	Sinuosité du thalweg	4-5
Figure 4.1-5	Cours d'eau à canaux multiples en période d'étiage	4-6
Figure 4.1-6	Géométrie des méandres	4-7
Figure 4.1-7	Distribution de la vitesse dans un méandre	4-8
Figure 4.1-8	Mouvement des sédiments	4-9
Figure 4.3-1	Affouillement généralisé montrant le changement possible de l'alignement du lit affouillé	4-11
Figure 4.3-2	Coupe longitudinale d'un affouillement général	4-12
Figure 4.3-3	Configuration de l'écoulement lors de l'affouillement local d'une pile	4-13
Figure 4.3-4	Effet de l'écoulement aux piles obliques	4-14
Figure 4.3-5	Affouillement local aux piles dans un matériau non cohérent (sable ou silt)	4-16
Figure 4.3-6	Facteurs multiplicateurs pour les piles formant un biais avec l'écoulement	4-16

Figure 4.3-7	Affouillement local aux culées	4-18
Figure 4.3-8	Redressement de méandres	4-20
Figure 4.3-9	Dégradation du lit dû à la présence d'un barrage	4-21
Figure 4.3-10	Localisations d'embâcle de glace	4-23
Figure 4.3-11	Débris	4-26

4.1 LES COURS D'EAU

Un cours d'eau est naturel lorsqu'il n'est pas perturbé par des ouvrages quelconques, que ce soit un pont, un endiguement, un seuil ou toute autre construction artificielle. L'édification d'ouvrages dans un cours d'eau modifie le régime d'écoulement des eaux et amène un nouvel état d'équilibre de la rivière dont le concepteur doit tenir compte pour assurer la fiabilité de l'ouvrage.

4.1.1 Le cours d'eau naturel

Dans un cours d'eau existe un état d'équilibre complexe et très précaire influencé par les caractéristiques du débit d'écoulement, les sédiments présents et la vallée dans laquelle il creuse son lit.

Cet équilibre se traduit :

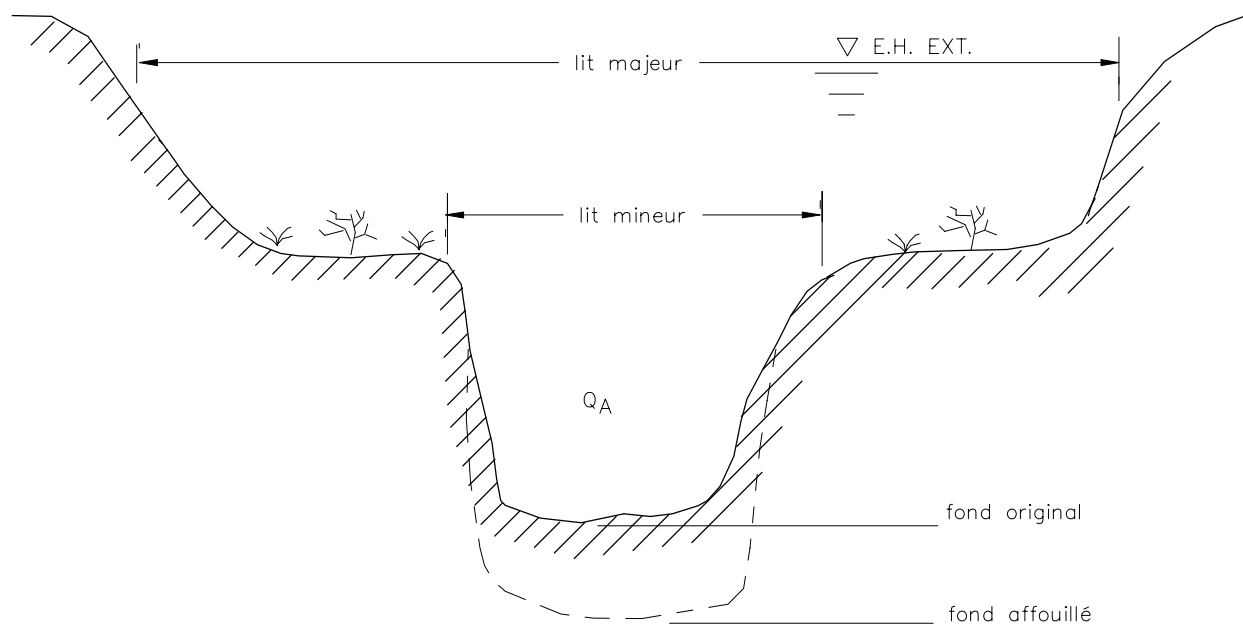
- D'une part, en plan, par la forme du lit, caractérisé soit par son aspect rectiligne, soit par des méandres;
- D'autre part, par des sections verticales dites profils en travers qui caractérisent le lit et qui constituent généralement deux lits distincts : un lit mineur qui évacue à la limite de débordement le débit maximal le plus fréquent (crue annuelle) et un lit majeur qui évacue l'excédent des crues les plus importantes (figure 4.1-1).

Le débit du lit mineur s'écoule en général sur des alluvions mobiles et peut donc se déformer au cours des crues. Par contre, le lit majeur, constitué en général de plantations ou de zones urbanisées, peut être considéré fixe.

La déformation du lit mineur apparaît seulement à partir d'un certain seuil de débit. Les sédiments se mettent alors en mouvement et leur déplacement peut s'effectuer en mode de suspension ou en mode de charriage, suivant la granulométrie du sol formant le lit. La quantité de sédiments présente dans l'eau est appelée charge sédimentaire.

Une évaluation de la stabilité du cours d'eau doit être effectuée pour déterminer le besoin de mesures protectrices. La comparaison des levés topographiques (cartes topographiques et photographies aériennes) pris à différents moments permet de se former une opinion sur l'évolution du tracé du lit. Deux cas peuvent se présenter :

- Le cours d'eau a atteint un état d'équilibre avec un tracé bien fixé depuis des décennies, c'est-à-dire sans changement de dimensions, de forme et de trajet, et est considéré stable;
- Une évolution s'est manifestée dans le temps ou récemment, auquel cas une étude approfondie est nécessaire pour apprécier les risques d'évolutions futures et mettre au point des dispositifs capables de fixer les berges. Si cette évolution est assez importante, elle présente un facteur significatif dans l'entretien des éléments structuraux du voisinage. Le degré d'instabilité du cours d'eau dépend de l'ampleur de cette évolution.



E.H.EXT. = EAUX HAUTES EXTRÊMES

Q_A = DÉBIT ANNUEL

Figure 4.1-1 Lits d'un cours d'eau

4.1.2 La forme d'un cours d'eau

La forme d'un cours d'eau, c'est-à-dire sa configuration telle qu'apparaissant sur une photographie aérienne, permet d'avoir une idée de son degré d'instabilité. Les trois formes principales de cours d'eau, illustrées à la figure 4.1-2 sont les suivantes :

- Droite;
- À canaux multiples;
- À méandres.

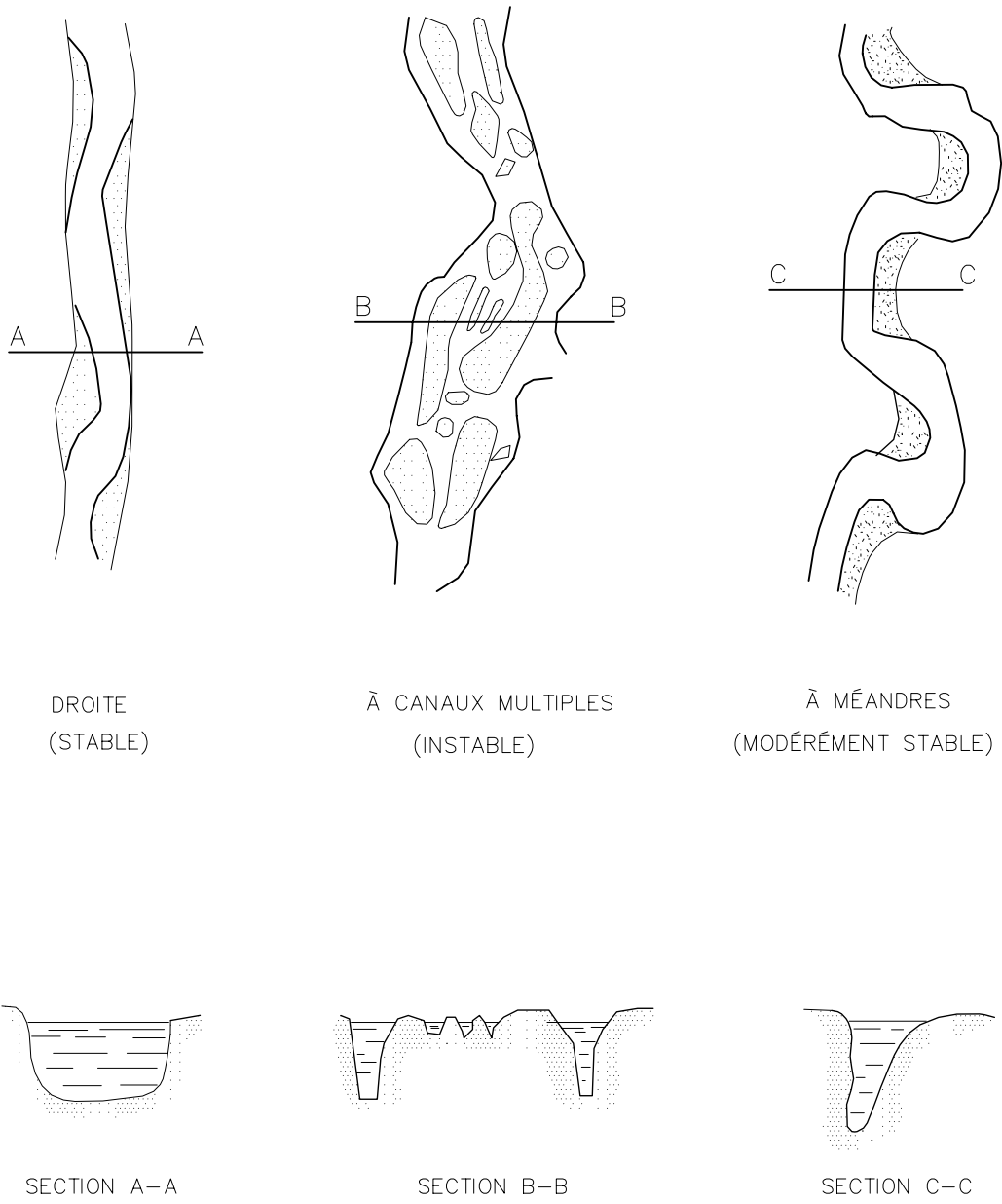


Figure 4.1-2 Principales formes de cours d'eau

Le cours d'eau droit

En nature, un cours d'eau est rarement droit sur une distance dépassant dix fois sa largeur; donc droit peut vouloir dire irrégulier, sinueux ou sans méandres proprement dits.

Pour déterminer si une rivière est droite, on utilise la sinuosité (S_i), qui est le rapport entre la distance mesurée en suivant toutes les sinuosités de la rivière et celle mesurée directement le long de la vallée (figure 4.1-3).

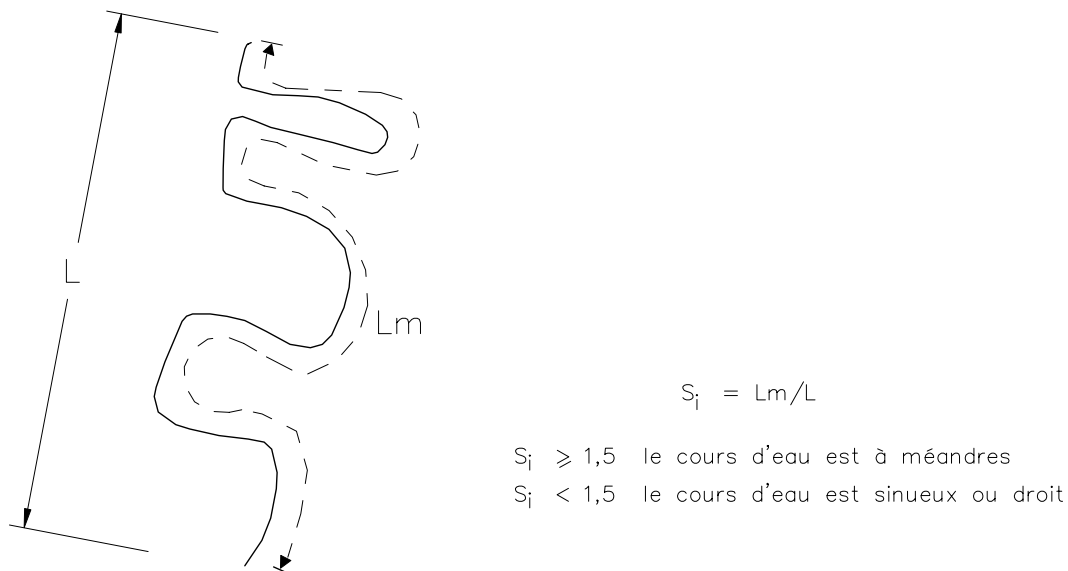


Figure 4.1-3 Définition de la sinuosité (S_i)

On trouve très rarement dans la nature des cours d'eau parfaitement droits. Même si les berges sont droites, le thalweg ou ligne des plus grandes profondeurs est habituellement sinueux puisqu'il se déplace d'un côté à l'autre du cours d'eau (figure 4.1-4).

Tout au long du thalweg se trouvent des dépressions appelées mouilles et, de part et d'autre, des bancs de sable ou de graviers appelés maigres.

Une des conditions essentielles à l'obtention du phénomène d'alternance des maigres et des mouilles est l'hétérogénéité des matériaux du lit; en général une rivière à alluvions uniformes ne présente pas cette tendance.

Une végétation dense sur les rives est dans la plupart des cas associée à un cours d'eau droit.

La résistance à l'écoulement est beaucoup moindre dans un cours d'eau droit que dans un cours d'eau à canaux multiples ou à méandres. Un cours d'eau droit est habituellement stable.

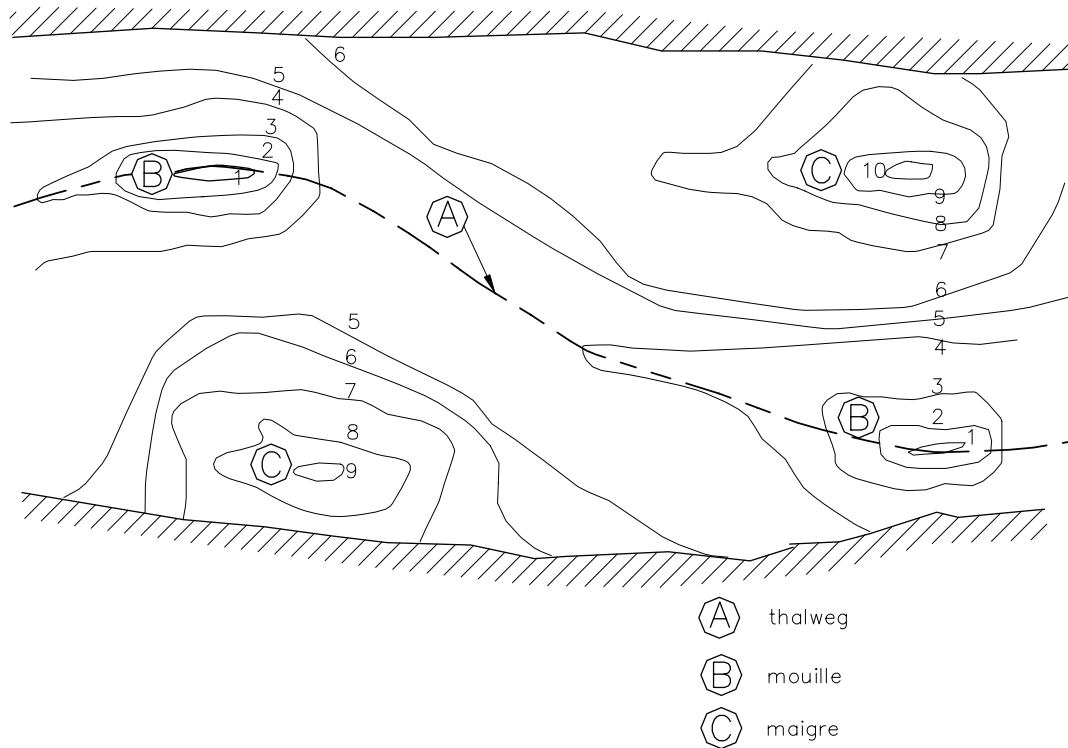


Figure 4.1-4 Sinuosité du thalweg

Le cours d'eau à canaux multiples

Il se caractérise par la présence de nombreux canaux qui s'entrelacent et sont séparés par des îles et des barres (amas de sable), lesquelles sont, en général, submergées lors des crues (figure 4.1-5).

Le cours d'eau à canaux multiples est dû à une charge sédimentaire très hétérogène (grande variation du diamètre des sédiments) ou à une diminution brusque de la pente de la rivière.

Les caractéristiques du cours d'eau à canaux multiples sont :

- Des sections en travers larges;
- Une grande mobilité des matériaux du lit;
- Un déplacement continu du cours de la rivière;
- Une grande résistance à l'écoulement.

Ce type de cours d'eau est généralement très instable et pose des problèmes assez complexes lorsque l'on doit y implanter une structure quelconque. Dans la majorité des cas, il est préférable d'effectuer des travaux palliatifs pour redéfinir le cours d'eau en un lit unique. On réalise ainsi une économie appréciable sur le coût de la structure elle-même, puisqu'il est évidemment moins coûteux de construire un seul pont que trois ou quatre.

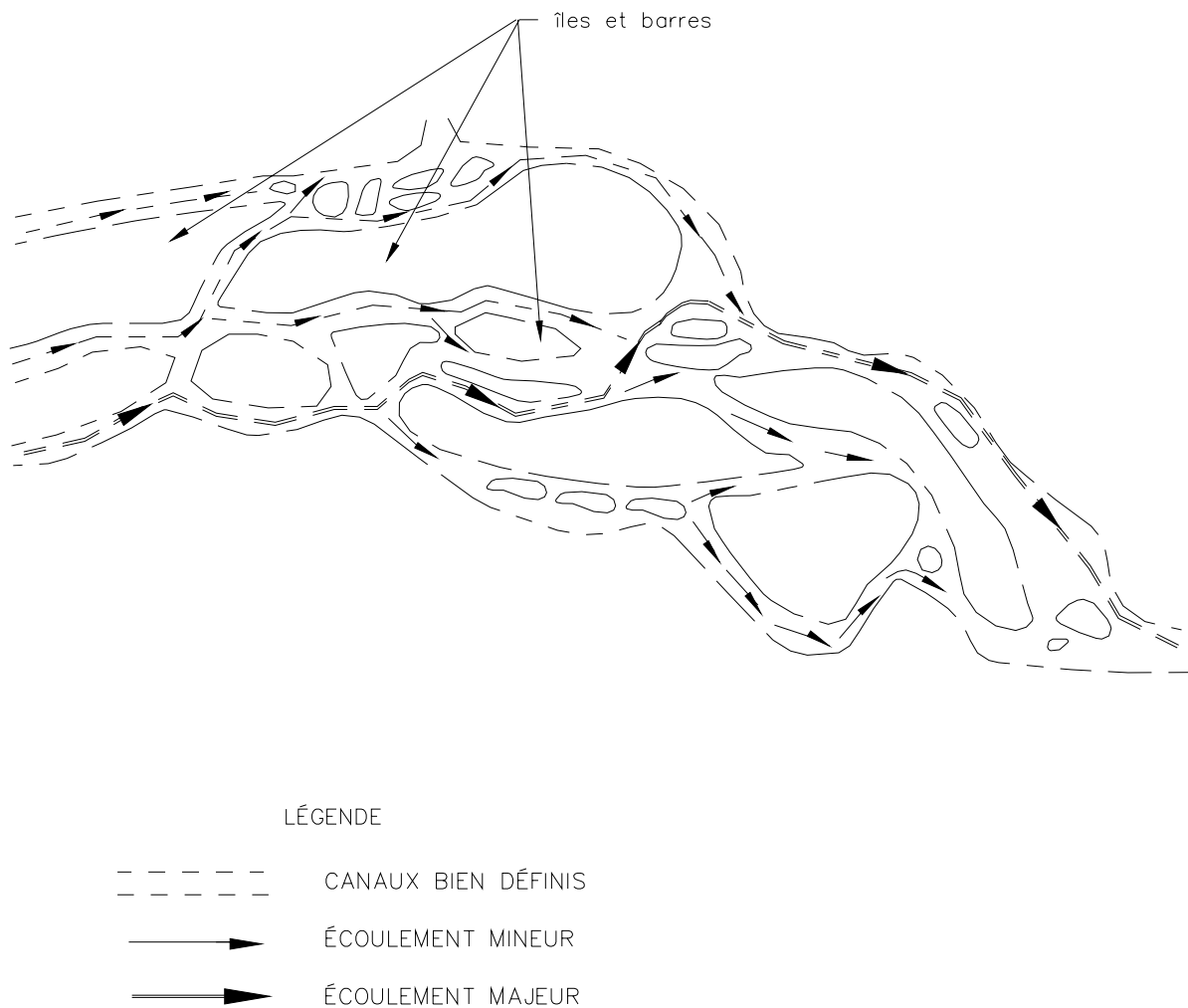
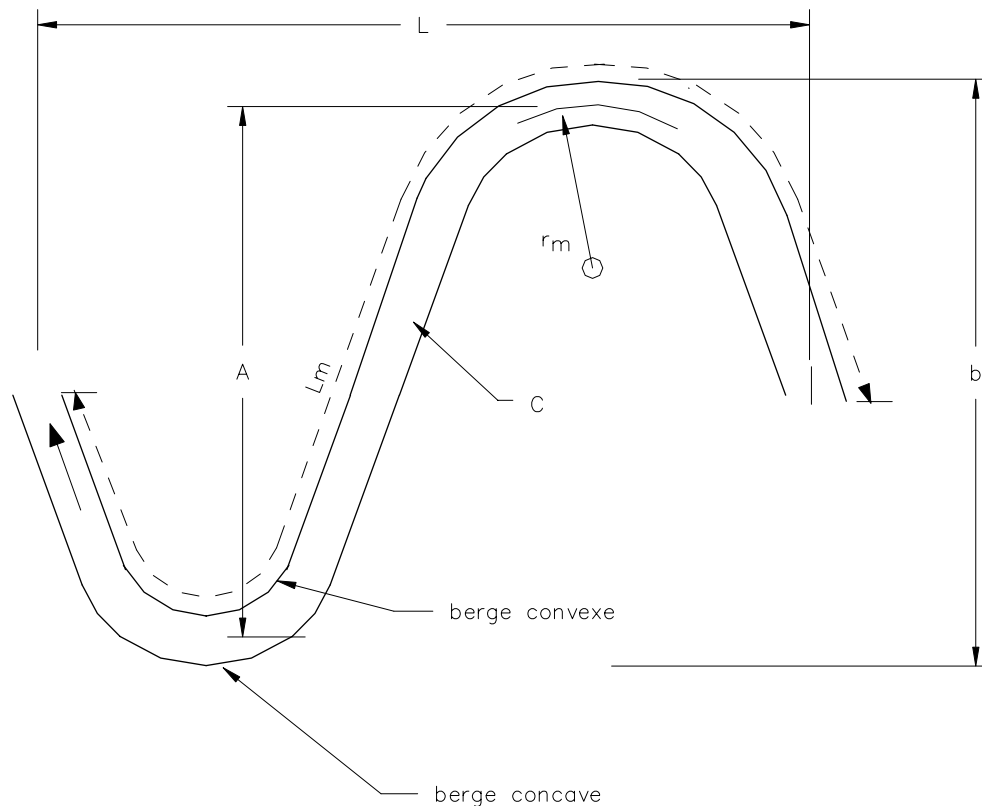


Figure 4.1-5 Cours d'eau à canaux multiples en période d'étiage

Le cours d'eau à méandres

Il se caractérise par des courbes en forme de S chevauchant de part et d'autre de son axe directionnel. Les méandres engendrent des courants hélicoïdaux qui érodent la berge concave et créent des ensablements dans la convexité de la courbe. C'est un cours d'eau qui peut être instable. Les figures 4.1-6, 4.1-7 et 4.1-8 en illustrent les caractéristiques.



- L = longueur du méandre
- A = amplitude
- r_m = rayon de courbure moyen
- L_m = longueur du cours d'eau
- C = point d'inflexion
- b = largeur de la ceinture de méandres

Figure 4.1-6 Géométrie des méandres

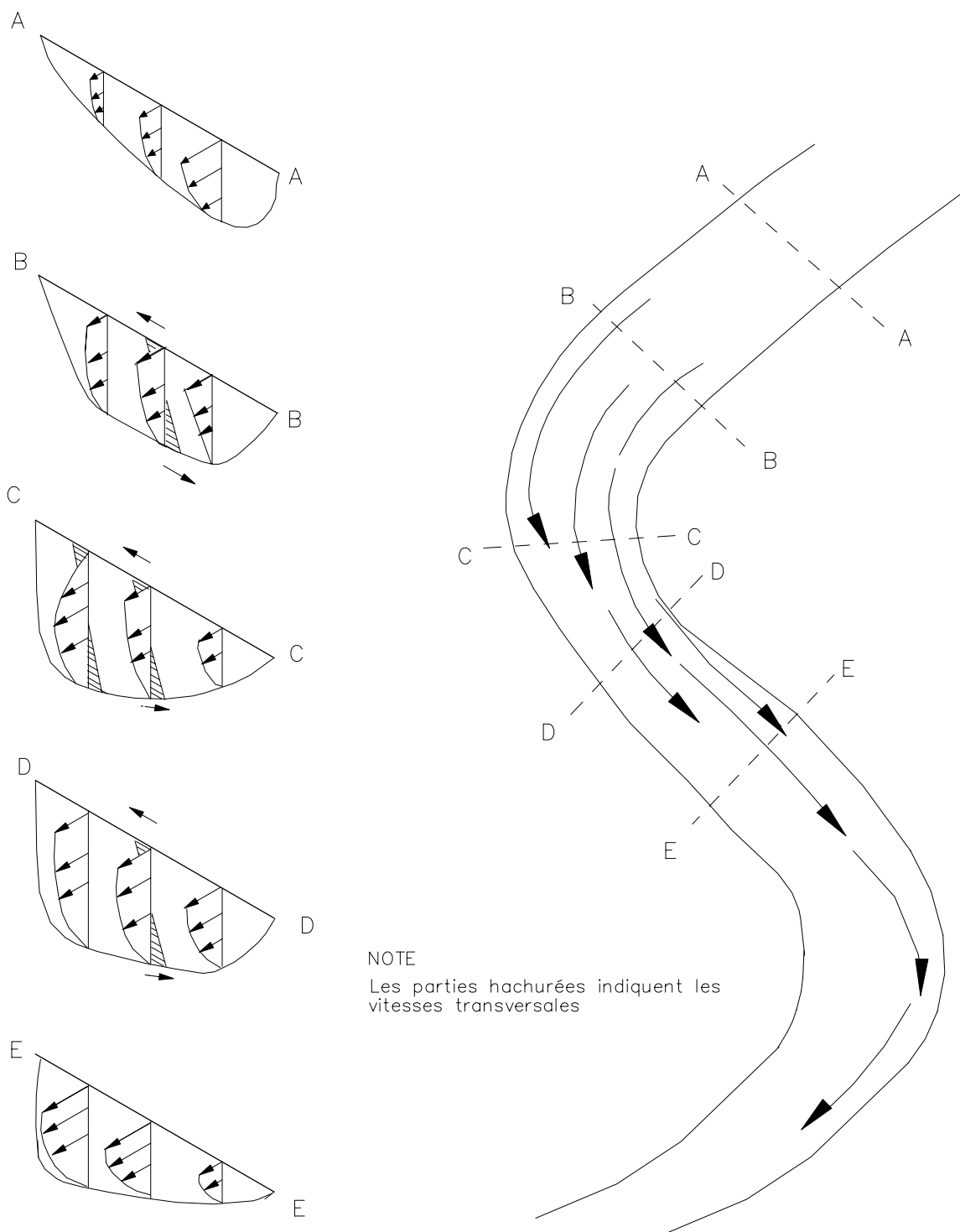


Figure 4.1-7 Distribution de la vitesse dans un méandre

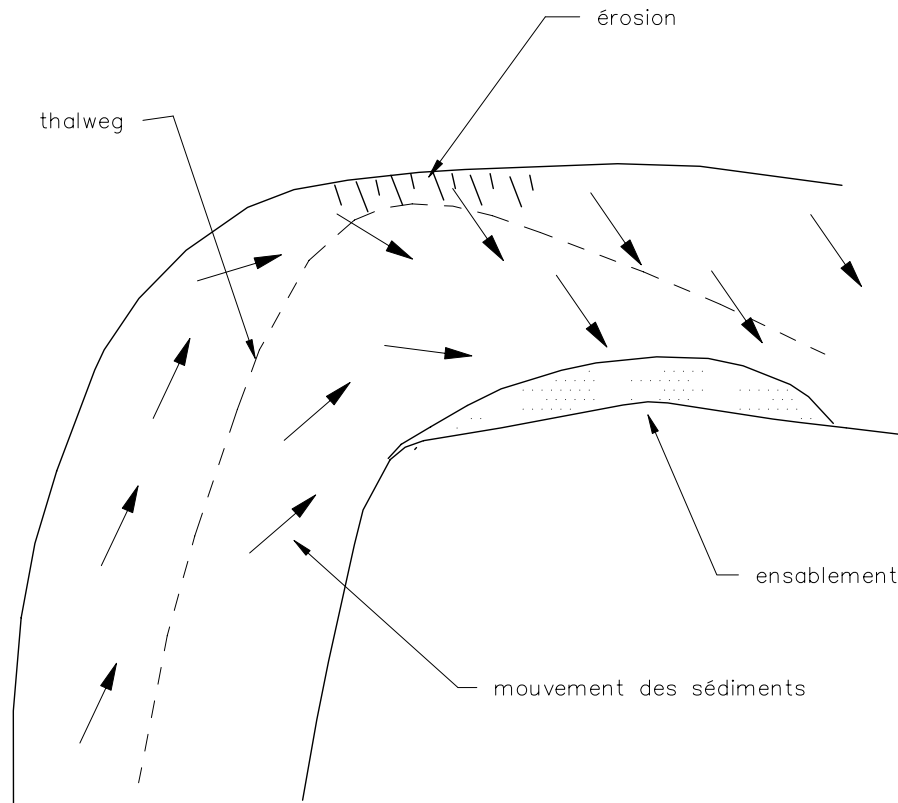


Figure 4.1-8 Mouvement des sédiments

4.2 LE RENDEMENT HYDRAULIQUE DES STRUCTURES

Le rendement hydraulique d'une structure est liée à la capacité de son ouverture à accommoder l'écoulement des eaux, la fréquence des inondations au site de la structure et les altérations du cours d'eau qui affectent défavorablement les éléments.

Une ouverture de structure trop petite pour évacuer normalement les débits de crue engendre un remous qui peut causer l'inondation de terrains et de résidences situés en amont. Elle contribue aussi davantage à l'accumulation des glaces, débris, etc.

Un étranglement ou réduction de la section d'écoulement sous la structure entraîne en période de crue une augmentation de la vitesse d'écoulement, qui se traduit par un affouillement du lit et des berges si la granulométrie des matériaux présents n'est pas adéquate pour s'opposer à cette augmentation. L'affouillement peut affecter la stabilité de la structure s'il se produit près des unités de fondation.

Outre une ouverture trop petite, les altérations du cours d'eau comme la dégradation et l'exhaussement du lit, le creusage artificiel, etc. peuvent aussi affecter le rendement d'une structure et mettre sa stabilité en danger.

4.3 LES ALTÉRATIONS DES COURS D'EAU

Certains éléments sont susceptibles d'altérer les propriétés physiques d'un cours d'eau et doivent être considérées au moment de la conception d'une nouvelle structure ou lors de l'inspection d'une structure existante pour évaluer les problèmes effectifs ou éventuels relatifs au site étudié.

Les principales causes d'altération sont :

- L'affouillement;
- La dégradation et l'exhaussement du lit;
- Le creusage artificiel;
- La glace;
- Les débris;
- Les castors;
- Les billes de bois.

Les altérations causées par l'affouillement, la dégradation et le creusage artificiel sont toutes reliées à un abaissement du lit d'un cours d'eau.

4.3.1 L'affouillement

L'affouillement est l'abaissement du lit d'un cours d'eau par l'action érosive de l'écoulement des eaux.

On distingue trois types d'affouillement :

- L'affouillement généralisé;
- L'affouillement général;
- L'affouillement local.

L'affouillement généralisé

Cet affouillement se produit dans un cours d'eau n'ayant pas de contraction artificielle de la section d'écoulement telle que celle causée par un pont (figure 4.3-1). Il est causé par le processus naturel d'écoulement des eaux dont les courbes, les changements dans l'alignement du lit et les obstructions naturelles telles que les racines d'arbre et les boulders.

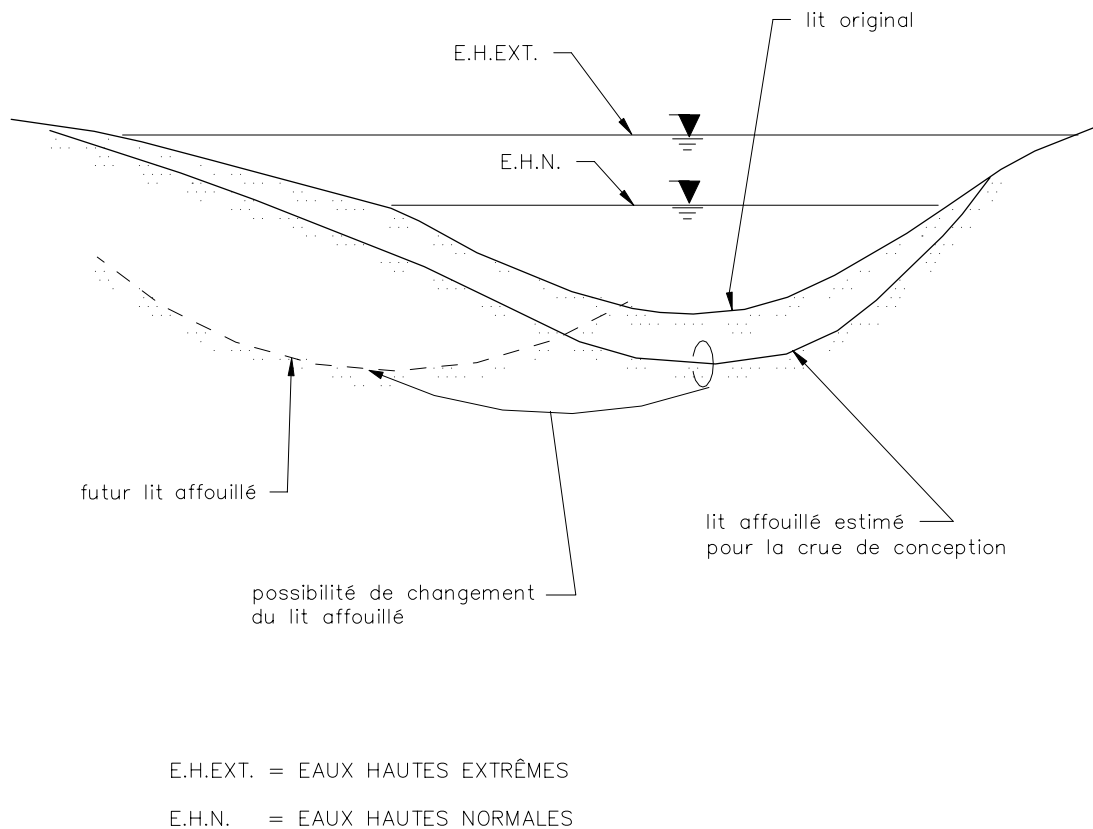
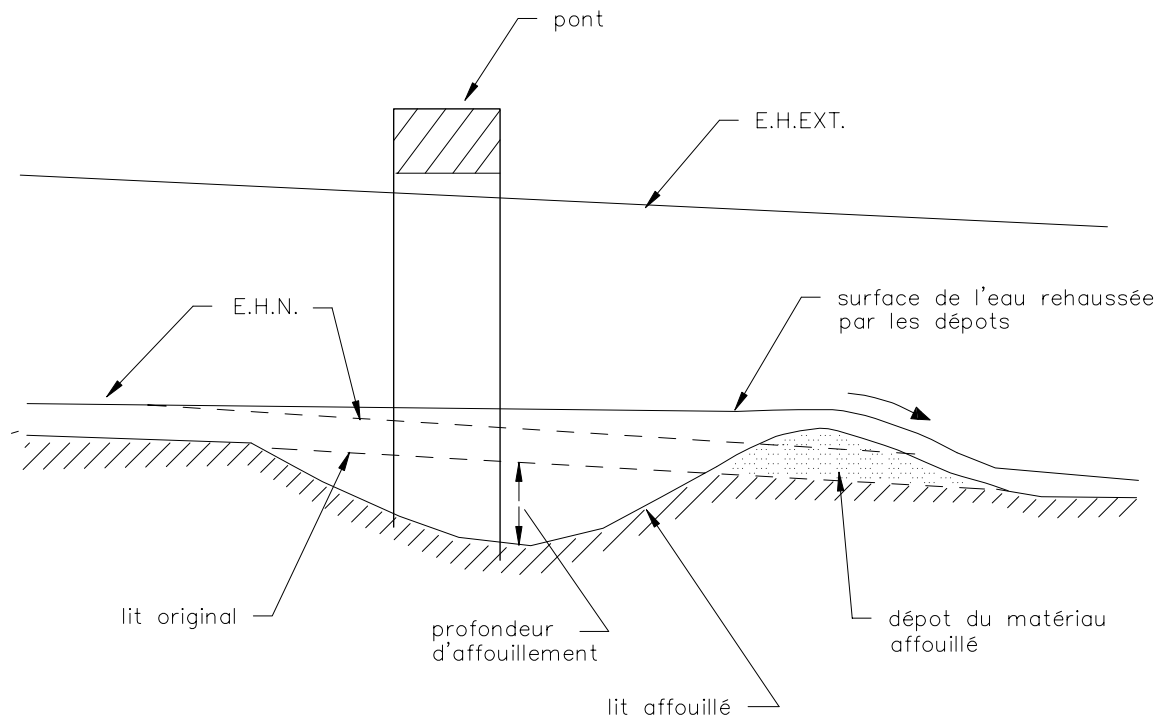


Figure 4.3-1 Affouillement généralisé montrant le changement possible de l'alignement du lit affouillé

L'affouillement général

Il se produit lorsque l'ouverture d'un pont entraîne la contraction de l'écoulement. Une ouverture trop petite entre les culées implique nécessairement une réduction de la section d'écoulement, qui entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement en période de crue. La force tractive sur les matériaux du lit détache les particules et les transporte en aval, en un point où la force n'est plus assez forte pour les déplacer. Il en résulte la formation d'un trou d'affouillement au pont et immédiatement en aval et des barres à l'extrémité aval de ce trou (figure 4.3-2), ce qui a souvent pour effet d'élever le niveau d'eau au pont lors des faibles débits jusqu'à ce que l'écoulement soit suffisant pour créer une ouverture dans la barre. L'affouillement maximal survient au moment des débits de pointe ou tout juste après.

Durant et après la régression de la crue, le trou d'affouillement peut commencer à se remplir avec le matériau transporté par le cours d'eau si le lit en amont est suffisamment mobile. C'est normalement ce qui se produit dans les cours d'eau dont le lit est sablonneux, mais si le lit est argileux, le trou peut ne jamais se remplir ou ne l'être qu'après plusieurs années. À la prochaine crue d'importance, le trou se videra normalement beaucoup plus rapidement que le lit original car il est rempli d'un matériau meuble et relativement fin.



NOTE
Échelle verticale déformée

E.H.EXT. = EAUX HAUTES EXTRÊMES

E.H.N. = EAUX HAUTES NORMALES

Figure 4.3-2 Coupe longitudinale d'un affouillement général

L'affouillement local

C'est celui qui se produit habituellement à une pile ou à une culée du fait qu'elles font obstacle à l'écoulement des eaux. Cet affouillement s'additionne au niveau prévu d'affouillement général (ou généralisé) à la structure en question. L'affouillement local peut se produire aux piles et aux culées même si l'écoulement n'est pas contracté.

À la rencontre d'une pile ou d'une culée, les eaux qui s'écoulent voient leur niveau se relever en façade (en amont) et leur vitesse augmente autour de l'obstruction, créant un vortex en forme d'un fer à cheval et un trou d'affouillement dont les pentes latérales correspondent approximativement à l'angle de repos du sol. Le mouvement hélicoïdal ainsi engendré a pour effet de draguer le matériau du lit pour le transporter en aval (figure 4.3-3).

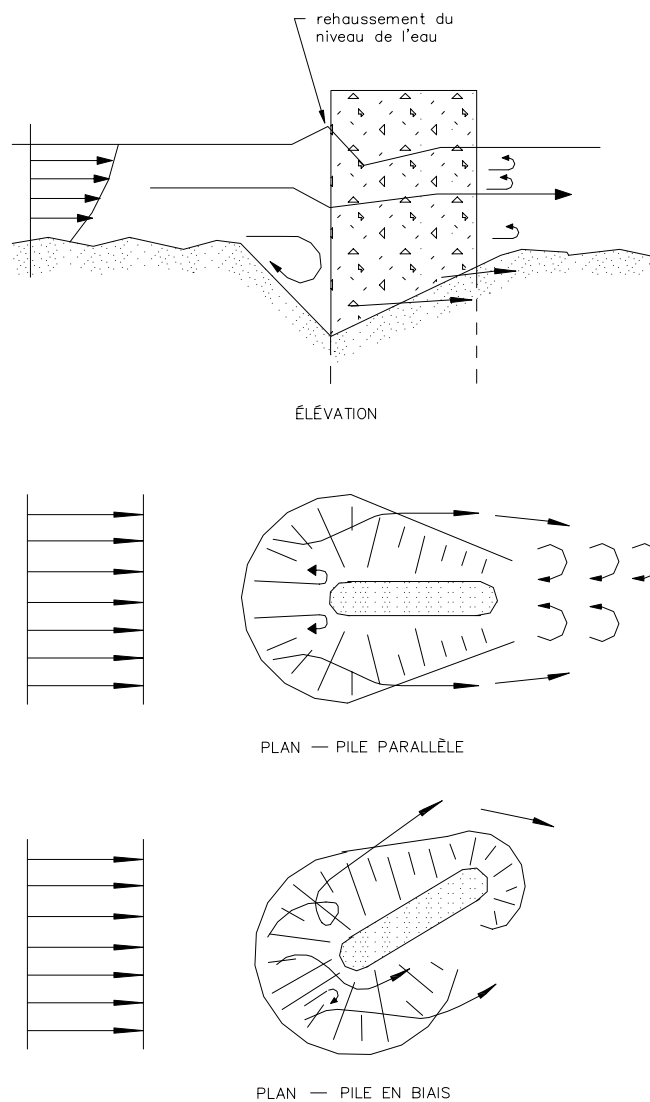
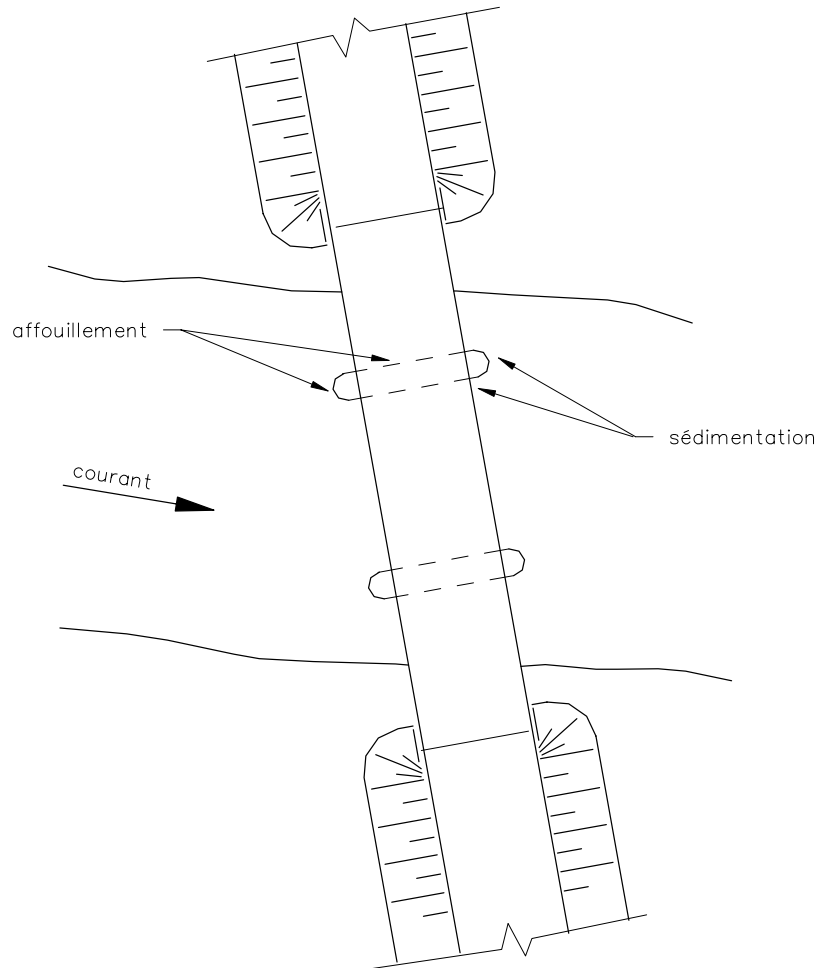


Figure 4.3-3 Configuration de l'écoulement lors de l'affouillement local d'une pile

La forme de la face amont des infrastructures est importante à cause de son influence sur la force du vortex et donc, sur la profondeur de l'affouillement local. Une face de forme carrée produit les affouillements les plus profonds tandis qu'une face de forme profilée par rapport à l'écoulement, les moins importants. L'affouillement augmente aussi lorsque les piles et les culées sont mal alignées par rapport à l'écoulement. Lorsque les unités de fondation sont bien alignées, l'affouillement local maximal se concentre à l'avant-bec de ces unités; si elles sont obliques par rapport à l'écoulement, c'est habituellement situé le long de la face exposée au courant qu'il se produit (figure 4.3-4).



NOTE

L'écoulement aux piles obliques cause un affouillement à l'avant-bec et sur le côté exposé au courant, et de la sédimentation sur le côté non exposé.

Figure 4.3-4 Effet de l'écoulement aux piles obliques

- L'affouillement local à une pile

La profondeur de l'affouillement local dépend principalement de :

- La largeur de la pile;
- La forme de l'avant-bec de la pile;
- L'alignement par rapport à l'écoulement;
- La vitesse et la profondeur de l'écoulement;
- Le type et les dimensions du matériau du lit;
- L'accumulation des glaces et des débris.

Pour un sol non cohérent (sable et silt), la profondeur de l'affouillement local à une pile bien alignée est donnée par un multiple de la largeur (W) de la pile près du niveau du lit (figure 4.3-5).

Sur cette figure, on voit que la profondeur de l'affouillement local peut varier de 1.2 W ou moins pour une pile bien profilée (en pointe) à 2.0 W pour une pile à face carrée. La valeur de W doit être augmentée de 100% pour tenir compte des accumulations de débris ou de la présence de billes de bois au site des piles. Si la fondation de la pile est exposée au courant principal, W est égal à la largeur de la semelle.

L'affouillement local est moins important dans des matériaux autres que le sable et le silt. Dans le cas de lits en boulders ou autres sols relativement non propices à l'érosion, l'affouillement local est parfois absent. Différentes formules, que nous n'énumérons pas dans le présent chapitre, permettent d'estimer l'affouillement local. L'inspection des piles d'un pont existant avec des conditions de sols similaires peut également fournir de bonnes indications.

-PILES ALIGNÉES PARALLÈLEMENT À L'ÉCOULEMENT-			
PLAN *	PROFIL	AFFOUILLEMENT LOCAL d_s	
		$d_t \leq 5W$	$d_t > 5W$
		1,5 W	2,3W
	IDEM	1,5 W	2,3W
	IDEM	2,0 W	3,0W
	IDEM	1,2W	1,8W
		1,0W	1,5 W
		2,0W	3,0W

* Lorsque la semelle est exposée à l'écoulement, w est égal à la largeur de la semelle.

Figure 4.3-5 Affouillement local aux piles dans un matériau non cohérent (sable ou silt)

BIAIS	rapport longueur/largeur de la pile		
	4	8	12
0°	1,0	1,0	1,0
15°	1,5	2,0	2,5
30°	2,0	2,5	3,5
45°	2,5	3,5	4,5

* Appliquer à l'affouillement local déterminé avec le tableau de la fig. 4.3.1 e).

Figure 4.3-6 Facteurs multiplicateurs pour les piles formant un biais avec l'écoulement

Pour les piles alignées obliquement par rapport à l'écoulement des eaux, la profondeur de l'affouillement trouvée au moyen de la figure 4.3-5 est multipliée par un des facteurs donné à la figure 4.3-6). Les piles circulaires ou les colonnes sont plus appropriées dans les cas où le mauvais alignement est inévitable.

En résumé, l'affouillement aux piles sera moindre si :

- Les piles sont alignées parallèlement à la direction de l'écoulement ;
- Les avant-becs sont bien profilés, arrondis ou en pointe ;
- La largeur du fût et de la semelle de la pile (protection comprise) est faible ;
- La pile circulaire est utilisée lorsque la direction de l'écoulement est incertaine ou que des changements significatifs sont appréhendés en raison du changement probable de l'alignement du lit; dans cette dernière situation, la glace et les débris peuvent être la source de plusieurs problèmes.

- L'affouillement local à une culée

Il est difficile à évaluer à cause du manque de données expérimentales sur lesquelles on pourrait se baser. Il existe certaines équations pour prédire cet affouillement, mais aucune n'a été vérifiée par des données recueillies sur le terrain.

Le meilleur guide est l'expérience vécue avec les structures existantes, en gardant à l'esprit que l'affouillement local se mesure au-dessous de l'affouillement général. L'affouillement local le plus profond se produit habituellement au coin amont de la culée. Sa gravité augmente avec la réduction de la section de l'écoulement (figure 4.3-7).

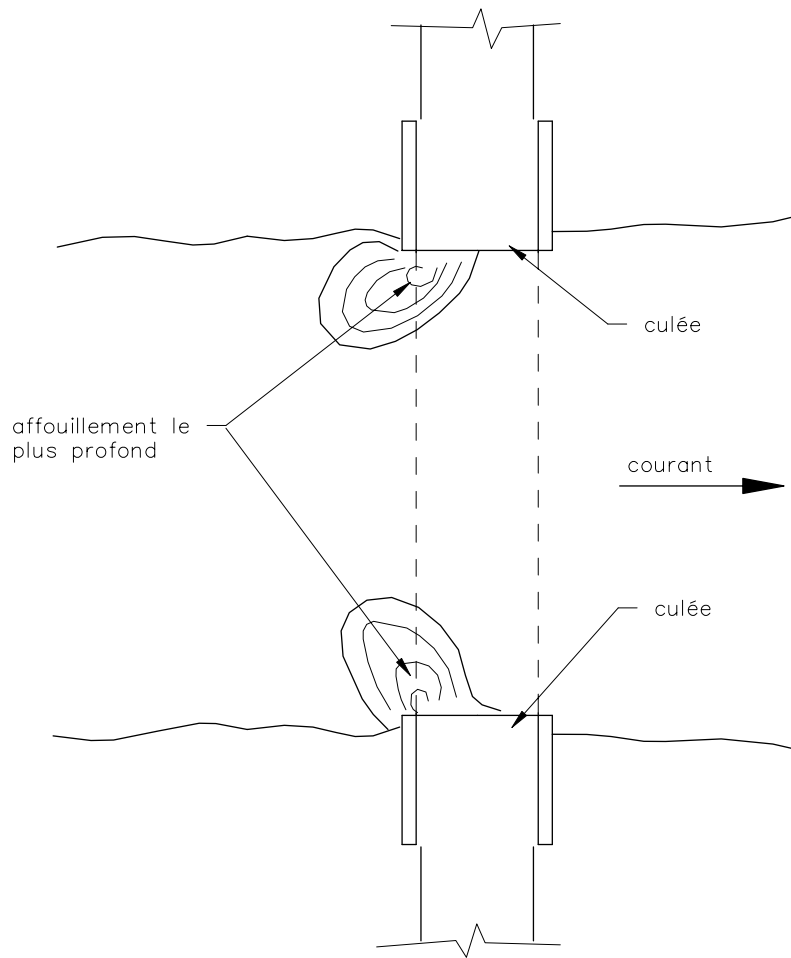


Figure 4.3-7 Affouillement local aux culées

La détection de l'affouillement

Lorsque des signes évidents d'affouillement ne peuvent être constatés par un examen visuel du lit du cours d'eau et des unités de fondation (culée et pile), l'affouillement peut être détecté à l'aide de la méthode de la chaîne. Cette méthode consiste à faire le relevé de 2 sections transversales du lit du cours d'eau, une en aval du pont et une en amont, à l'aide d'une chaîne munie d'un poids à une extrémité et graduée à tous les 20 cm.

Les lectures doivent être prises à tous les 3 m ou moins selon le besoin, à partir d'un plan de référence fixe tel un dispositif de retenue, le dessous d'un fût ou d'une semelle, etc. Elles sont ensuite inscrites sur un plan de relevé.

Les différentes profondeurs observées sont comparées aux sections originales relevées lors de la construction du pont et inscrites sur le plan « tel que construit », ou aux sections établies lors du dernier relevé d'affouillement.

Des méthodes ultrasoniques peuvent également être utilisées pour détecter l'affouillement.

4.3.2 La dégradation et l'exhaussement du lit d'un cours d'eau

La dégradation ou l'abaissement naturel du lit d'un cours d'eau résulte d'un accroissement de la capacité de transport de sédiments du cours d'eau par suite de l'augmentation des débits de crue en raison du déboisement ou de l'urbanisation, de l'augmentation de la pente causée par le redressement du lit ou d'une autre cause.

Il est important de tenir compte de la dégradation possible du lit lors de la conception de ponceaux et de petits ponts car en quelques décennies, le lit peut s'abaisser de quelques centimètres à 10 mètres ou plus. Si la structure n'est pas conçue pour tenir compte de cet abaissement, elle s'affouille et peut ultérieurement s'affaisser.

En plus de mettre les structures en danger, cette dégradation peut provoquer l'érosion ou même l'effondrement des berges et entraîner ainsi l'élargissement de plus en plus important du cours d'eau.

Il en résulte souvent une sérieuse perte de terres agricoles. La dégradation peut survenir aux endroits où la pente du cours d'eau est plus prononcée que celle nécessaire à l'obtention d'un profil stable. Ceci peut également se produire en amont d'un important redressement d'une série de méandres puisque le redressement a pour effet de diminuer la longueur du lit donc d'augmenter sa pente (figure 4.3-8).

L'exhaussement du lit provient au contraire d'une baisse de la capacité de transport de sédiments. Il résulte d'une diminution soudaine de la pente du lit ou de l'apport d'une grande quantité de sédiments dans le cours d'eau.

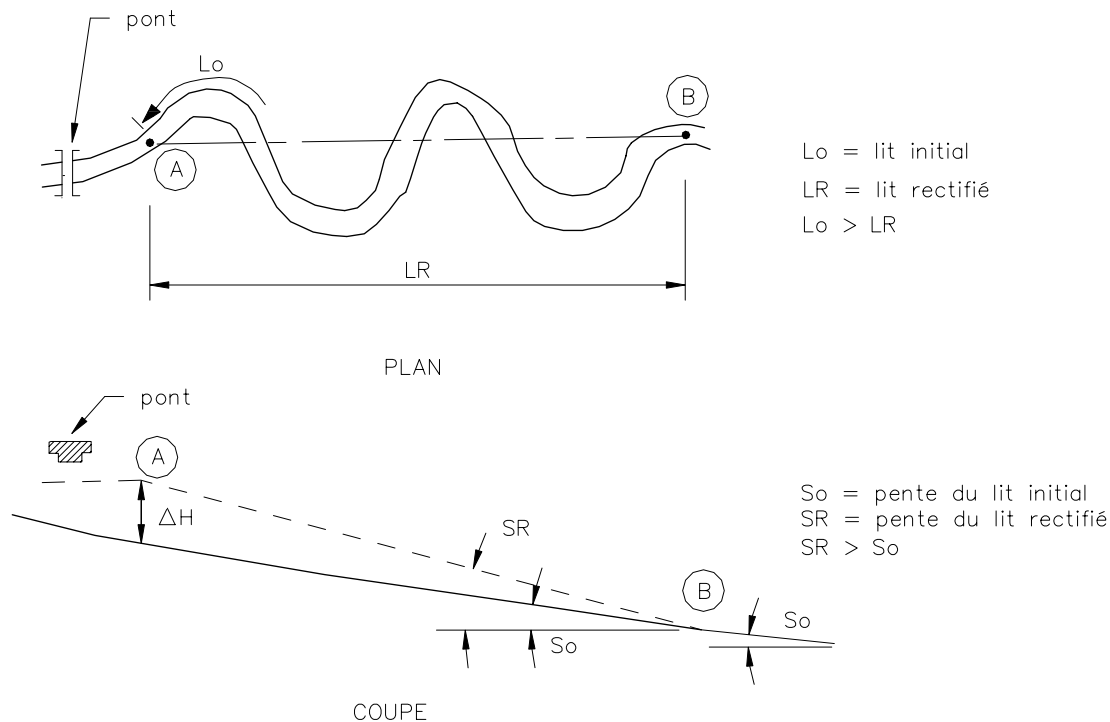


Figure 4.3-8 Redressement de méandres

Certaines informations recueillies sur le site d'une structure peuvent aider à déterminer si le lit d'un cours d'eau est en train de se dégrader ou de s'exhausser :

- L'effondrement de ponts, de barrages, etc. près du site à l'étude et autres indices reliés à l'abaissement du lit;
- L'abaissement du lit depuis la construction du pont. La structure peut par exemple être déchaussée et avoir été étayée temporairement en attendant une réparation permanente;
- L'ajout d'un radier fait de béton ou d'autres matériaux à la structure et l'abaissement (chute) significatif du lit à l'extrémité aval;
- L'estimation du taux d'abaissement du lit pendant la vie de la structure, qui peut être de 0,3 m/année ou davantage mais peut diminuer graduellement lorsque le profil du lit s'approche d'un état de stabilité. Les plans originaux de la structure montrent normalement l'élévation du lit au moment de la construction. En l'absence de ces dessins, on pourra parfois évaluer l'abaissement par rapport au dessus des semelles, qui auront souvent été placées au niveau du lit;
- La présence de barrages sur le cours d'eau. S'il est évident que le niveau du lit s'est abaissé depuis leur construction, on peut raisonnablement en conclure qu'ils en sont la cause (figure 4.3-9);
- La présence d'autres types de structures non loin du site étudié, tels des murs de soutènement, où l'on pourrait observer, si le niveau du lit s'est abaissé depuis leur construction;

- La présence de coupure de méandres ou une érosion active apparente du cours d'eau au niveau du lit et des berges, surtout s'il s'agit d'un cours d'eau de faible importance ayant été redressé ou qui inonde une vallée;
- Des traces évidentes d'exhaussement du lit, par exemple des dépôts récents de gravier ou un canal instable;
- Des traces évidentes de dégradation et d'exhaussement du lit perceptibles sur des photographies aériennes. La dégradation du lit peut être reconnue par la présence d'érosion active le long des berges et l'exhaussement, par la présence de dépôts récents aux endroits affectés par une diminution soudaine de la vitesse d'écoulement des eaux.

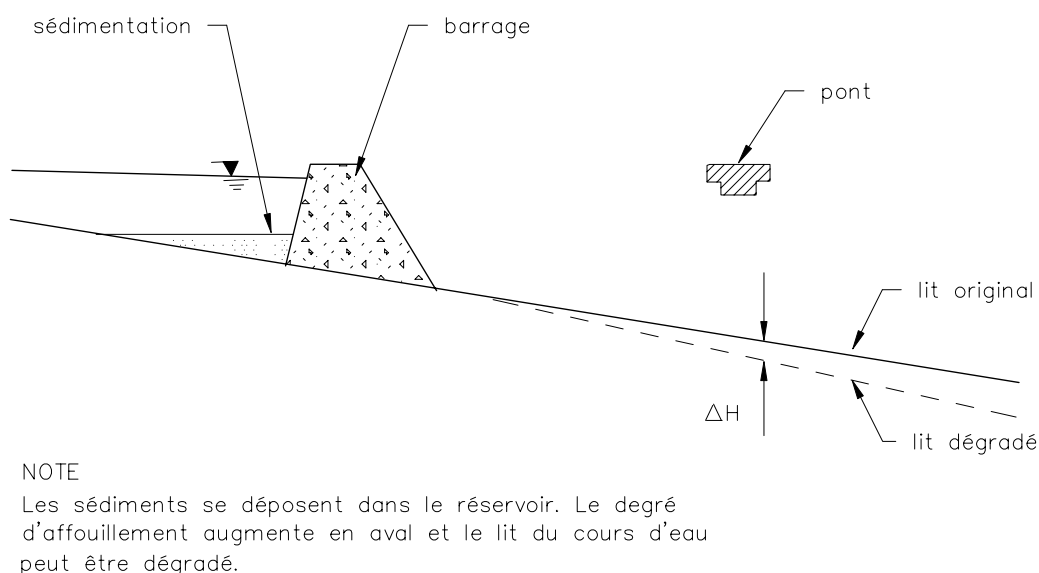


Figure 4.3-9 Dégradation du lit dû à la présence d'un barrage

4.3.3 Le creusage artificiel

Même si les effets du creusage artificiel d'un cours d'eau ne sont pas aussi néfastes que la dégradation du lit, ils sont néanmoins assez importants pour avoir contribué à l'écroulement de nombreux ponts et ponceaux, à l'instar de travaux d'élargissement de canaux et de fossés municipaux. Le dragage d'un cours d'eau principal peut aussi induire l'abaissement du lit dans les cours d'eau tributaires.

C'est surtout dans les régions à profil plat que l'on creuse les cours d'eau, normalement à intervalles de plusieurs années, pour améliorer le drainage agricole ou empêcher les inondations. Il faut toujours envisager la possibilité d'un dragage futur au moment de la construction d'un pont pour enjambrer un canal. Le dragage se limite quelquefois à un simple nettoyage du limon et de la végétation qui se sont accumulés ; dans d'autres cas, la présence de fossés dans les champs ou la nécessité d'éviter les débordements trop fréquents peut exiger un creusage jusqu'à plus d'un mètre de profondeur.

Si un futur creusage est prévu, on doit tenir compte de l'abaissement des semelles proposées ou prévoir la mise en place du radier d'un ponceau à un niveau pertinent.

4.3.4 La glace

Elle peut être à l'origine de différents problèmes en rapport avec les ponts. Le plus commun est l'embâcle de glace au moment où celle-ci se brise au printemps ou en hiver. L'embâcle peut entraîner une augmentation importante du niveau d'eau (remous), et si les glaces s'amoncellent contre la superstructure, peut endommager ou détruire le pont. Elle peut également causer des affouillements très graves en étranglant l'ouverture du pont et forcer la rivière à sortir de son lit mineur pour inonder le lit majeur (plaine inondable) et la route d'approche. Une glace de frasil peut se former dans des rivières à courant rapide et adhérer au couvert de glace à partir du fond pour former un barrage suspendu, mais ce phénomène est moins commun.

Si l'on veut connaître l'importance des effets que peut avoir un embâcle sur les structures et les propriétés riveraines, il faut déterminer si les glaces constituent ou ont déjà constitué un problème à l'endroit en cause.

Les embâcles peuvent se former dans les courbes d'une rivière, aux endroits où les eaux sont peu profondes, aux ponts trop bas ou trop étroit ou aux piles du pont, mais elles résultent le plus souvent d'amoncellement de glaces flottantes contre un couvert de glaces, à un endroit où la pente du cours d'eau est faible. Le phénomène peut souvent donner lieu à des embâcles importants près des endroits où la rivière se jette dans un lac (figure 4.3-10).

L'embâcle a pour effet de réduire l'aire de la section transversale d'écoulement. Si les eaux de crue peuvent se répandre dans une plaine inondable ou dans un canal de surplus, elles peuvent alors contourner l'embâcle. Mais si la plaine est bordée d'un remblai, les eaux ne peuvent s'y écouler et peuvent alors monter suffisamment pour induire des pressions dans la structure. Pour éviter ce résultat, il est conseillé de construire une structure auxiliaire dans l'approche de la route, surtout si les propriétés qui se trouvent en amont risquent d'être affectées par les hauts niveaux d'eau.

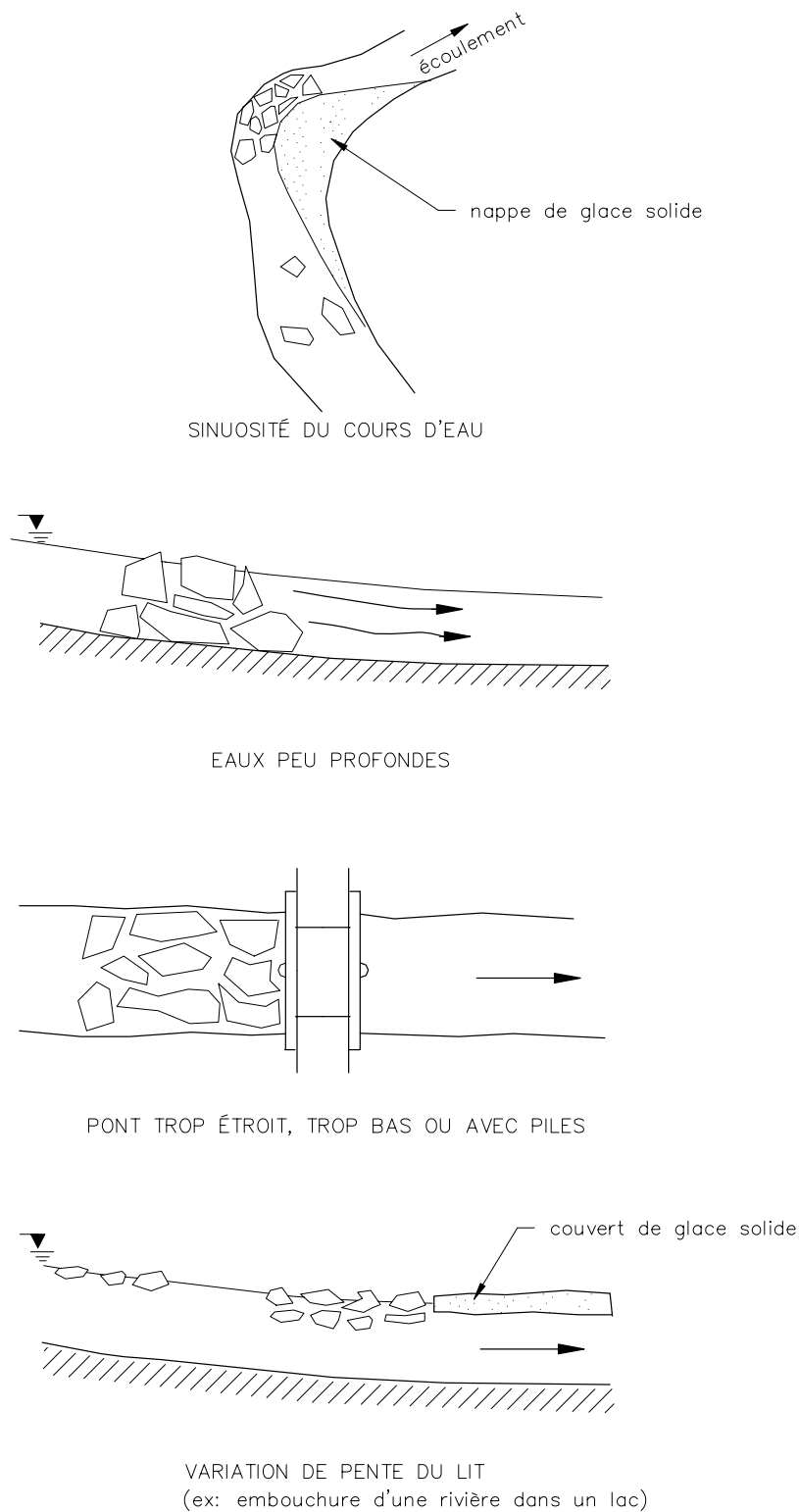


Figure 4.3-10 Localisations d'embâcle de glace

Il est presque impossible de détecter par une simple inspection s'il s'est déjà produit des embâcles à un endroit donné, c'est dire qu'en l'absence d'autres indices, il faut se fier aux témoins oculaires tels les propriétaires riverains et aux représentants des ministères intéressés.

L'impact des glaces peut faire fléchir les piles en acier, casser les piles en bois et endommager les piles en béton. Pour contrer cette situation, il faut, au moment de la conception, connaître l'épaisseur probable de la glace transportée par le cours d'eau lors des débâcles et la hauteur à laquelle l'impact risque de se produire.

Un autre problème dû aux glaces, moins commun et limité aux grandes étendues d'eau, est attribuable aux mouvements thermiques ou autres de vastes nappes de glace qui adhèrent aux piles d'un pont et peuvent y induire des forces latérales indésirables ou les soulever graduellement.

Le temps consacré à l'obtention de renseignements sur les glaces sera fonction de l'importance de la structure et de la gravité éventuelle du problème des glaces. Il s'agit essentiellement de savoir si des embâcles peuvent survenir au site à l'étude ou à proximité, quel effet ils ont sur la structure et dans quelle mesure celle-ci contribue à leur formation. On s'efforcera, dans la mesure du possible, d'inspecter le site au moment même où se produit un embâcle ou une débâcle.

- Informations à recueillir sur les glaces :
 - La hauteur, la dimension et la profondeur des cicatrices laissées par les glaces sur les arbres, etc.;
 - Les traces de graves inondations, telles érosions ou jeunes arbres couchés, par l'inspection des plaines inondables et l'examen de photographies aériennes. Les fortes inondations résultent souvent du blocage du lit d'une rivière par un embâcle. Quoiqu'il en soit, on ne doit pas admettre définitivement qu'un embâcle est survenu à moins qu'il ne soit confirmé par des informations recueillies sur les lieux;
 - Les indices que les berges sont remontées sous la poussée des glaces, ou la présence de gouges (entailles) sur les berges ou dans la plaine inondable;
 - La longueur probable du cours d'eau qui contribue à la débâcle, par exemple à partir d'un barrage ou d'un lac le plus près en amont. La quantité de glace qui se déplace en aval est souvent proportionnelle à la longueur du cours d'eau qui y contribue. Cette longueur est déterminée à l'aide de cartes topographiques et de photographies aériennes;
 - L'emplacement probable de formation des embâcles, par exemple, dans les courbes, étranglements, structures existantes, etc., et voir la faisabilité en évaluant la possibilité d'éliminer ces causes;

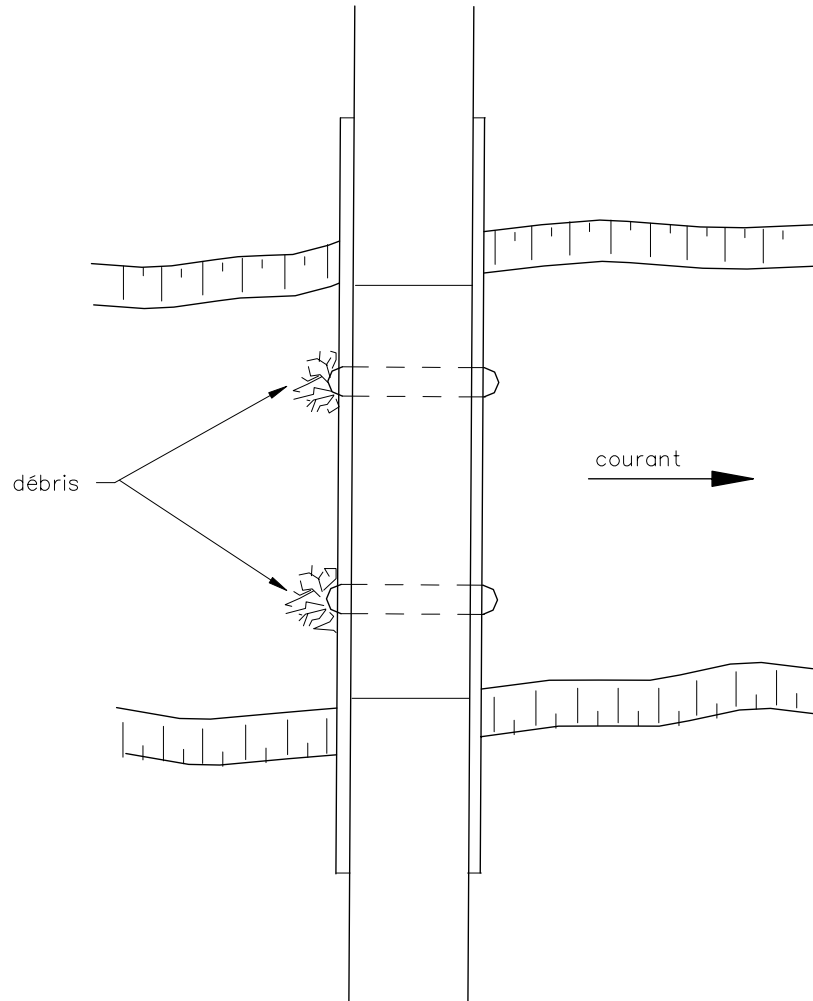
- L'influence des activités humaines qui peuvent affecter la formation des glaces, par exemple les stations de puissance thermique et les usines de traitement des eaux;
- L'épaisseur moyenne et maximale des blocs de glace et leur composition (glace bleue, glace de neige, frasil, slush, etc.);
- Les dimensions moyennes et maximales des blocs de glace;
- Les vitesses de déplacement des blocs de glace, qui peuvent servir au concepteur pour les calculs d'impact;
- La hauteur moyenne et maximale des embâcles;
- La hauteur du remous causé par l'embâcle. Le remous est l'augmentation des hauteurs d'eau en amont de l'embâcle;
- L'aire de débordement des eaux et leur direction dans la plaine inondable;
- La cause de l'embâcle : couvert de glace solide en aval, couvert de glace gelé dans le lit, pile de pont, courbe du lit, étranglement;
- La présence d'un pont de glace au site à l'étude, de même que l'épaisseur de glace qui peut causer des problèmes;
- Des photographies, avec notation des emplacements, directions, dates détails de ce qu'elles représentent, etc.

4.3.5 Les débris

Ils peuvent constituer une sérieuse obstruction à l'écoulement de l'eau, surtout au site de ponts de faible portée.

De grandes quantités de bois flottants et d'autres débris sont transportés par les cours d'eau ayant des berges susceptibles de s'éroder ou, en milieu urbain, des bassins versants où les débits sont en augmentation constante.

Les débris qui s'accumulent autour des piles d'un pont en augmentent les dimensions et de ce fait causent un affouillement plus large et plus profond (figure 4.3-11).



NOTE

L'accumulation de débris autour des piles augmente la dimension de la pile et cause un affouillement plus large et plus profond.

Figure 4.3-11 Débris

- Informations pouvant servir à évaluer les effets des débris sur les structures :
 - Le potentiel de transport de débris (fort, moyen, faible}, selon la quantité de débris observé, la pente du cours d'eau, le risque d'érosion de ses berges, la densité des arbres poussant le long des berges et les tendances à l'urbanisation du bassin versant.

- Les dimensions probables des débris :

Petits : petites branches, brindilles, paille et autres végétaux de petite dimension, matériaux provenant de l'effondrement de barrages de castors, petits morceaux de bois de charpente, etc.

Moyens : grosses branches, gros arbustes, souches, petits rondins, traverses de chemin de fer, barrières, bois de charpente, petites remises, etc.

Gros : arbres, gros rondins, bâtiments en bois, etc.

4.3.6 Les castors

Les barrages des castors peuvent être un élément à considérer dans la conception hydraulique de ponceaux et de petits ponts car ils s'effondrent fréquemment ou sont démolis par les personnes autorisées. Il en résulte des inondations assez fortes pour éroder gravement le lit des cours d'eau et emporter routes et ponceaux. Souvent, ces barrages engendrent aussi des remous capables d'inonder les routes et ils sont à l'occasion construits aux abords ou immédiatement en amont de ponceaux ou petits ponts, dont ils réduisent ainsi la capacité hydraulique.

- Informations utiles à recueillir sur les castors :
 - La présence de barrages de castors à moins d'une centaine de mètres en amont ou immédiatement en aval du site, présence qui peut être notée à l'aide de photographies aériennes;
 - L'emplacement des barrages et leur hauteur approximative, pour évaluer des problèmes en relation avec la structure et aux approches de la route.

4.3.7 Les billes de bois

Même si elles sont de nos jours normalement acheminées par la route, il existe peut-être quelques rivières où l'on transporte encore des billes par flottage. Des arrangements spéciaux de piles, barrières et dégagements peuvent alors être nécessaires.

On peut s'informer auprès des ministères concernés et des compagnies papetières pour savoir si une rivière sert au transport des billes; à l'occasion, on pourra aussi remarquer la présence de billes lors d'une visite des lieux ou déterminer, à partir de photographies aériennes, sur quelles rivières de telles opérations sont menées.

Le principal danger lié à ces opérations, c'est l'engorgement des billes dans une ou plusieurs travées d'un pont, ce qui a pour effet d'augmenter la vitesse d'écoulement dans les autres travées et rend ainsi les unités de fondation vulnérables à l'affouillement.

CHAPITRE 5

REMBLAI ET PROTECTION DE TALUS

TABLE DES MATIÈRES

5.1	LE REMBLAI D'APPROCHE	5-1
5.2	LES DÉFAUTS DU REMBLAI D'APPROCHE	5-3
5.2.1	L'affouillement	5-3
5.2.2	L'érosion	5-4
5.2.3	Le tassement	5-5
5.2.4	Le glissement	5-6
5.3	LA PROTECTION DE TALUS	5-8
5.4	LES DÉFAUTS DE PROTECTION DE TALUS	5-8
5.4.1	Le déplacement	5-9
5.4.2	La désintégration	5-9
5.4.3	La déchirure du géotextile	5-9
5.4.4	Le sectionnement des fils en acier des gabions	5-9
5.4.5	Le tassement et le glissement	5-9

LISTE DES FIGURES

Figure 5.1-1	Remblai d'approche et protection de talus	5-2
Figure 5.1-2	Coupe type d'un remblai d'approche et de la protection de talus	5-2
Figure 5.1-3	Diminution de la hauteur du remblai d'approche	5-3
Figure 5.2-1	Affouillement du remblai d'approche	5-4
Figure 5.2-2	Effets du tassement du remblai d'approche	5-5
Figure 5.2-3	Effets du tassement du remblai d'approche	5-6
Figure 5.2-4	Types de glissement	5-7

5.1 LE REMBLAI D'APPROCHE

Il s'agit d'un ouvrage en terre qui donne accès à la structure en comblant la différence de niveau entre le terrain naturel et le dessus de la route. Il est constitué de :

- L'infrastructure en emprunt de sol compactable;
- La sous-fondation en MG 112 ou une couche de transition en MG 56;
- La fondation en MG 20.

Ces matériaux granulaires sont densifiés par couches de façon à assurer un support solide aux véhicules.

Le remblai doit être construit de façon à ne pas nuire à l'écoulement de l'eau, car en période de crue, tout encombrement peut entraîner le débordement du cours d'eau ou l'affouillement du remblai. La pente des talus doit être telle qu'elle assure la stabilité du remblai. La figure 5.1-1 illustre le remblai d'approche. La figure 5.1-2 illustre une coupe type de remblai d'approche.

Lorsque la capacité portante du sol de fondation est trop faible pour supporter le poids du remblai d'approche, la structure peut être allongée, en disposant son profil de façon à ramener la hauteur et le poids du remblai à un niveau acceptable. Le poids d'un remblai d'approche peut aussi être réduit en choisissant, pour former son noyau, un matériau léger tel que la mousse de polystyrène expansé. La figure 5.1-3 illustre une façon de diminuer la hauteur du remblai d'approche.

Pour certaines structures, le remblai d'approche est utilisé comme fondation d'un ouvrage. Ainsi, les défauts de remblai peuvent affecter la fondation de cet ouvrage.

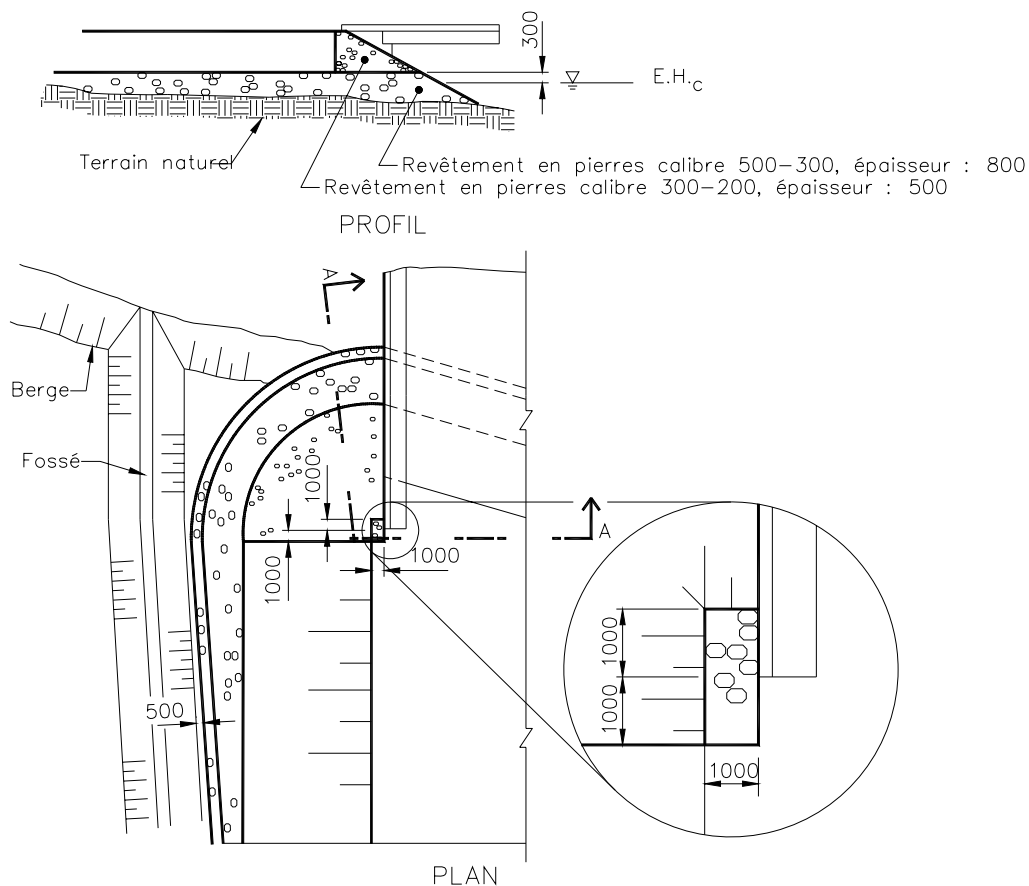
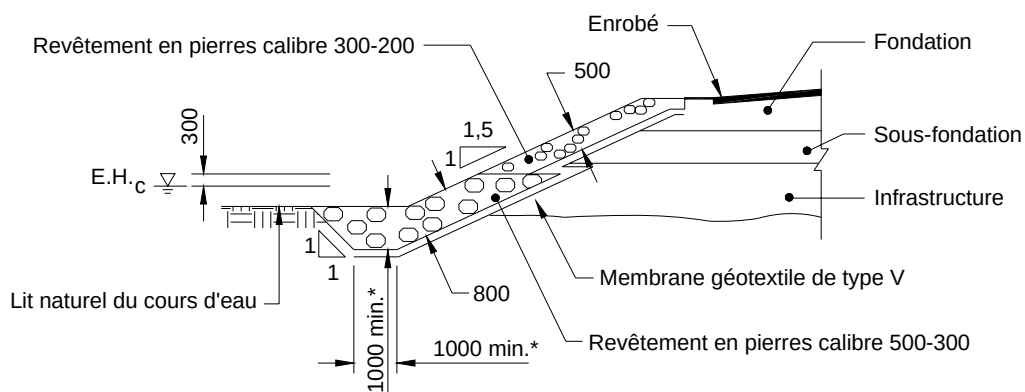


Figure 5.1-1 Remblai d'approche et protection de talus



* Lorsque la profondeur d'affouillement prévue est supérieure à 1000 mm, ces dimensions doivent être augmentées

Figure 5.1-2 Coupe type d'un remblai d'approche et de la protection de talus

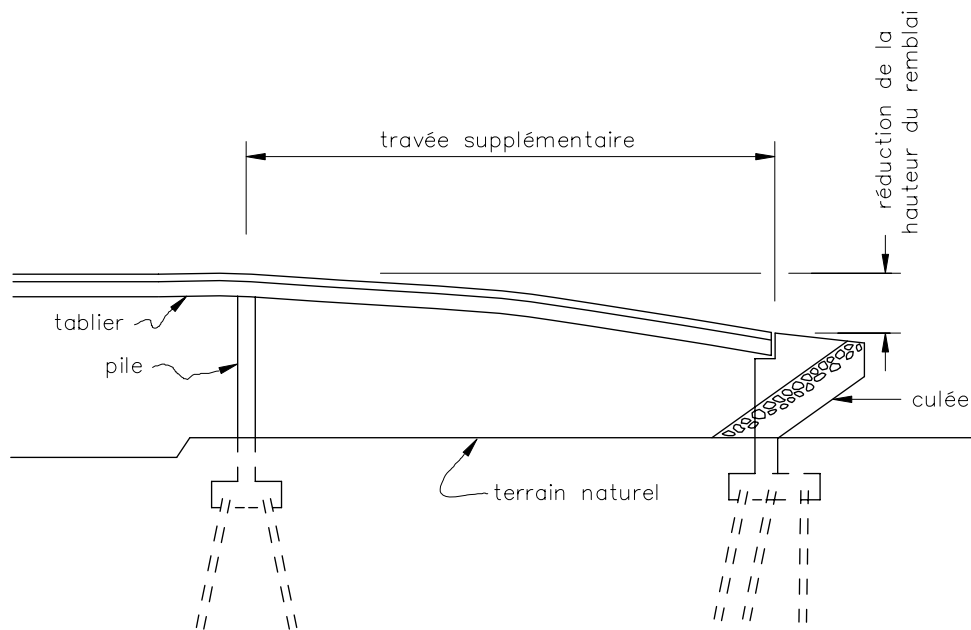


Figure 5.1-3 Diminution de la hauteur du remblai d'approche

5.2 LES DÉFAUTS DU REMBLAI D'APPROCHE

Les défauts qui affectent généralement le remblai d'approche sont causés par :

- L'affouillement;
- L'érosion;
- Le tassement;
- Le glissement.

5.2.1 L'affouillement

L'affouillement est le creusage du remblai d'approche sous l'action du courant et des glaces. Cette dégradation se produit généralement lorsque la vitesse du courant s'accélère, comme lors d'une crue des eaux occasionnée par la fonte des neiges ou par de fortes pluies.

L'affouillement affecte surtout la base du remblai, lorsque ce dernier encombre le cours d'eau ou lorsqu'il n'est pas protégé ou que sa protection est insuffisante pour résister à la force du courant ou au mouvement des glaces.

L'affouillement qui affecte le remblai à un niveau situé plus bas que la fondation d'une unité de fondation peut, en progressant, affecter aussi le comportement de cette unité de fondation et la structure. La figure 5.2-1 illustre le mode d'affouillement d'un remblai d'approche.

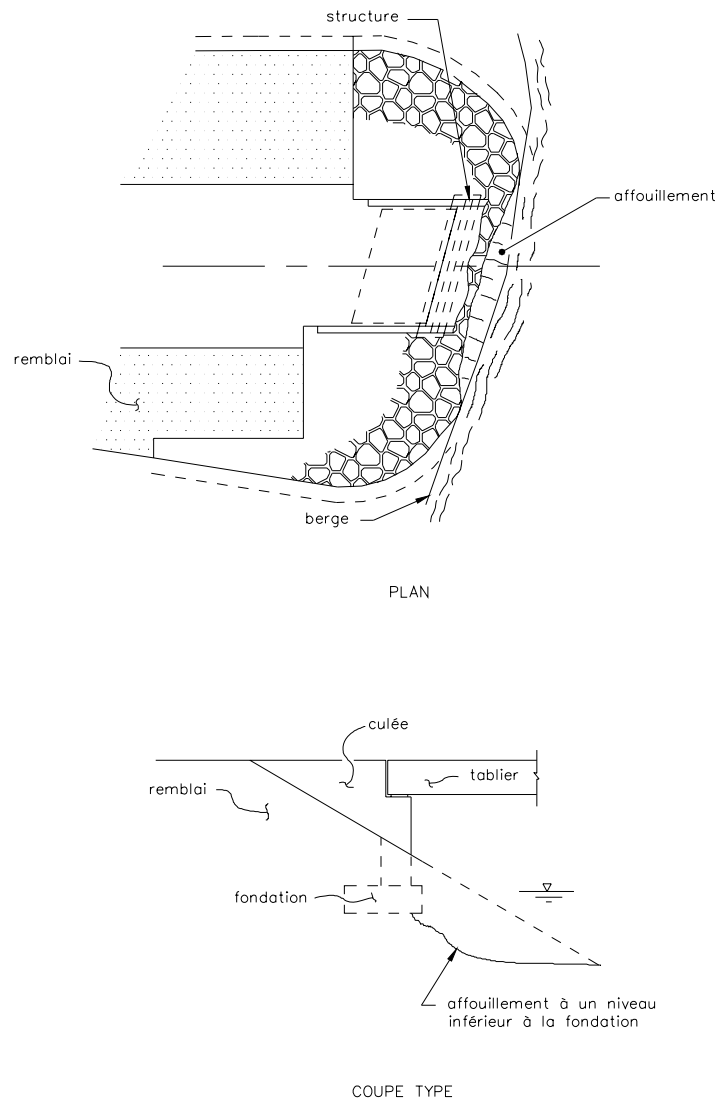


Figure 5.2-1 Affouillement du remblai d'approche

5.2.2 L'érosion

L'érosion est le creusage du talus du remblai par l'action de l'eau de ruissellement qui se déverse à l'extrémité du mur en retour d'une culée, qui fuit par l'ouverture d'un joint de dilatation ou qui provient d'un drain de tablier placé au-dessus du remblai. L'érosion peut aussi affecter les fossés et la partie du remblai qui les borde.

L'érosion interne est l'entraînement des particules fines du matériau par l'eau qui descend à travers les vides de la partie inférieure du remblai.

Le lavage est une érosion rapide produite par le ruissellement d'une grande quantité d'eau.

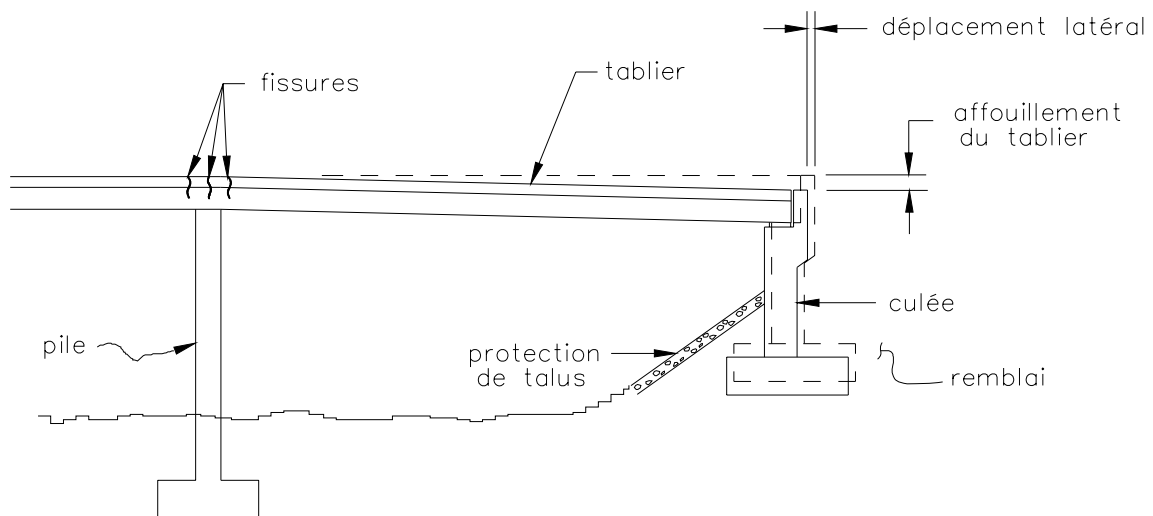
5.2.3 Le tassement

Le tassement est le déplacement vertical graduel du remblai sous l'effet de son propre poids. Cette dégradation est habituellement le résultat de la consolidation du sol qui en est la fondation ou la conséquence d'un compactage insuffisant des matériaux constituant le remblai lui-même ou sa fondation.

Le tassement du remblai entraîne dans son mouvement les unités de fondation. Il peut donc affecter sérieusement le comportement de ces éléments et par conséquent, celui de la structure.

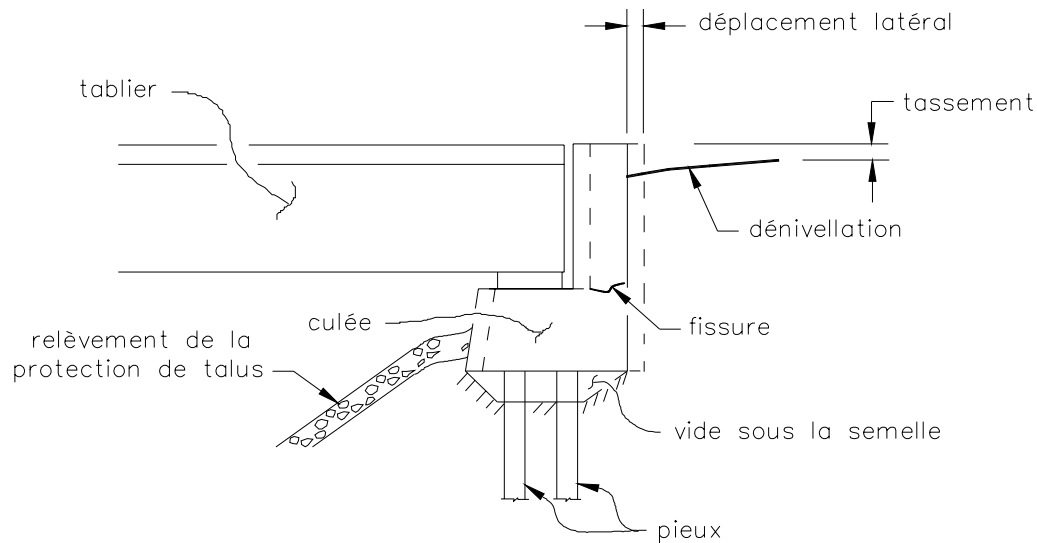
Pour les ouvrages sur remblai supportés par des pieux, le tassement engendre des charges additionnelles sur les pieux.

Le tassement du remblai produit, dans le profil de l'approche, une dénivellation qu'il faut combler régulièrement pour assurer le confort des automobilistes. La figure 5.2-2 illustre les effets du tassement du remblai d'approche sur les éléments de la structure.



CULÉE SUPPORTÉE PAR LE REMBLAI

Figure 5.2-2 Effets du tassement du remblai d'approche



CULÉE SUPPORTÉE PAR DES PIEUX

Figure 5.2-3 Effets du tassement du remblai d'approche

5.2.4 Le glissement

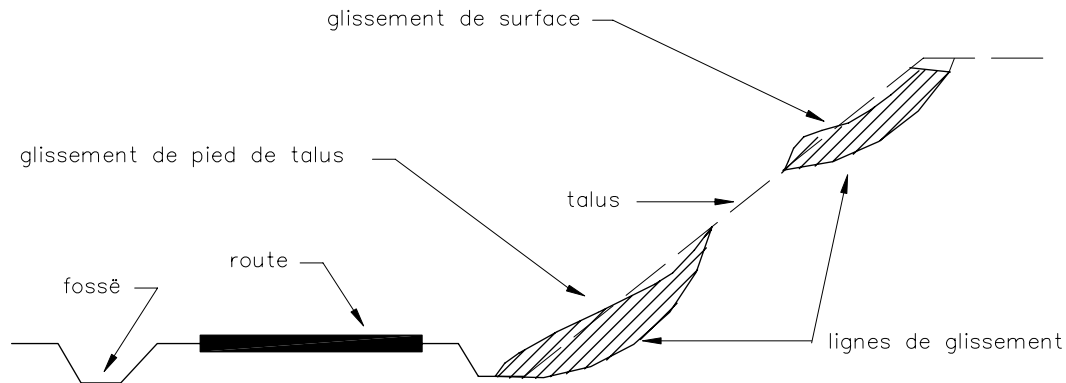
Le glissement est l'affaissement et le déplacement latéral d'une partie du talus du remblai sous l'action de son propre poids. Il est causé par des contraintes de cisaillement trop grandes dans une zone plus faible du matériau qui compose le talus ou le remblai.

Les principaux types de glissement sont :

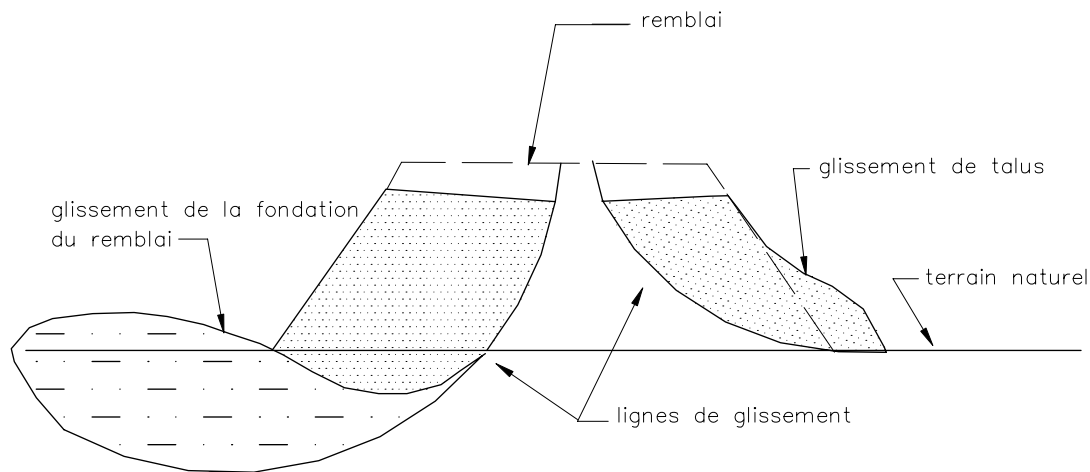
- Le glissement de surface qui n'affecte que la surface du talus;
- Le glissement du pied du talus qui affecte, comme son nom l'indique, le pied du talus;
- Le glissement du talus qui affecte toute la longueur du talus sur une épaisseur limitée par la ligne de glissement;
- Le glissement de la fondation du remblai qui affecte toute l'épaisseur du remblai et sa fondation. Il est le résultat d'une rupture du sol de fondation sous le poids du remblai.

Le glissement affecte surtout les talus des déblais, car ces derniers sont souvent constitués par des matériaux cohésifs qui offrent beaucoup moins de résistance au glissement que les matériaux granulaires qui constituent généralement le remblai d'approche. Cependant, les remblais trop lourds, supportés par un sol dont la capacité portante est suffisante ou construits avec des matériaux de mauvaise qualité peuvent être affectés par le glissement.

La partie du talus du déblai ou du remblai affectée par le glissement entraîne dans son mouvement les ouvrages qui lui sont incorporés.



GLISSEMENT DE SURFACE ET DE PIED DE TALUS



GLISSEMENT DE TALUS ET DE FONDATION

Figure 5.2-4 Types de glissement

5.3 LA PROTECTION DE TALUS

La protection de talus est un ouvrage en pierres ou en béton qui recouvre les talus du remblai d'approche ou les berges d'un cours d'eau de manière à les protéger contre l'affouillement et l'érosion.

Pour un pont en rivière, cette protection est constituée par :

- Un revêtement de protection en pierres calibre 500-300 de 800 mm à 1000 mm d'épaisseur enfoui, selon le cas, sous le lit de la rivière et dans le terrain naturel et se prolongeant généralement jusqu'au niveau des hautes eaux;
- Un revêtement de protection en pierres calibre 300-200 de 500 mm d'épaisseur s'étendant généralement depuis le niveau des hautes eaux jusqu'au sommet du talus.

Pour empêcher le transport des matériaux fins par l'eau de ruissellement, le remblai d'approche peut être recouvert d'une membrane géotextile avant de poser la protection proprement dite. Les figures 5.1-1 et 5.1-2 illustrent la protection des talus du remblai d'approche d'un pont en rivière.

Dans le cas d'une exposition rigoureuse à l'affouillement, le remblai d'approche peut être protégé par des sacs de sable-ciment, par un perré déversé ou par un perré placé mécaniquement.

La protection contre l'affouillement des berges d'un cours d'eau peut être réalisée à l'aide de paniers métalliques remplis de pierres, appelés gabions.

Sous un pont d'étagement, la protection de talus sert à protéger le remblai d'approche contre les risques d'érosion et à empêcher la prolifération de la végétation. Cette protection est constituée par un revêtement :

- En béton;
- En pierres choisies;
- En pavés de béton;
- En mortier projeté sous pression.

5.4 LES DÉFAUTS DE PROTECTION DE TALUS

Les défauts qui affectent généralement la protection de talus sont :

- Le déplacement;
- La désintégration;
- La déchirure du géotextile;
- Le sectionnement des fils en acier des gabions;
- Le tassement et le glissement.

5.4.1 Le déplacement

Le déplacement des éléments de protection est provoqué par le minage qui cause leur affaissement, par le gel qui les soulève ou par le courant et les glaces qui déplacent les éléments trop légers ou trop vulnérables. Cette dégradation est souvent le résultat d'une mauvaise conception, d'un mauvais choix de matériaux ou d'une mise en œuvre incorrecte.

Le minage est le creusage, par l'eau de ruissellement, du sol qui supporte la protection, causant ainsi un affaissement.

5.4.2 La désintégration

La désintégration est la décomposition des éléments constituant la protection, sous l'action des cycles gel-dégel ou des sels déglaçants. Cette dégradation est généralement le résultat de la mauvaise qualité des matériaux constituant la protection.

5.4.3 La déchirure du géotextile

Le géotextile est un tissu synthétique avec lequel on recouvre la surface des talus du remblai pour les protéger contre l'érosion.

La déchirure du géotextile permet à l'eau d'entraîner les matériaux fins du remblai.

5.4.4 Le sectionnement des fils en acier des gabions

Les fils en acier galvanisé des paniers de gabions peuvent être sectionnés par la corrosion ou par l'impact des glaces ou des débris sur les paniers. Ce dommage entraîne la dispersion des pierres contenues dans les paniers et la dégradation de la protection.

5.4.5 Le tassement et le glissement

Étant toujours incorporés au remblai, les ouvrages de protection peuvent être endommagés par les mouvements du remblai tels le tassement et le glissement.

CHAPITRE 6

UNITÉS DE FONDATION

TABLE DES MATIÈRES

6.1	GÉNÉRALITÉS	6-1
6.2	LA FONDATION	6-1
6.2.1	Généralités	6-1
6.2.2	La fondation superficielle	6-2
6.2.3	La fondation profonde	6-6
6.3	LES DÉFAUTS DES FONDATIONS	6-13
6.3.1	Le tassement	6-13
6.3.2	La rupture	6-15
6.3.3	Le glissement	6-17
6.3.4	Le tassement différentiel	6-17
6.3.5	Les autres défauts	6-18
6.3.6	Les défauts courants	6-18
6.4	LES MOUVEMENTS DE FONDATION ET LEURS CAUSES	6-19
6.4.1	Les sollicitations imprévues	6-19
6.4.2	La dégradation de la fondation	6-22
6.4.3	Le gel du sol	6-23
6.5	LES EFFETS DES MOUVEMENTS DE FONDATION	6-25
6.5.1	Le tassement différentiel	6-25
6.5.2	Les autres mouvements	6-30
6.6	LA DÉTECTION DES MOUVEMENTS DE FONDATION	6-30
6.7	LES MURS DE SOUTÈNEMENT	6-31
6.7.1	La stabilité	6-31
6.7.2	Les types de murs	6-34
6.7.3	Les défauts des murs de soutènement	6-39
6.8	LES CULÉES	6-42
6.8.1	Les types de culées	6-43
6.8.2	Les murs en aile et les murs en retour	6-48

6.8.3	Les défauts des culées	6-50
6.8.4	L'inspection d'affouillement	6-58
6.9	LES PILES	6-58
6.9.1	Les types de piles	6-60
6.9.2	Les défauts des piles	6-63
6.9.3	Les inspections d'affouillement et sous-marines	6-65

LISTE DES FIGURES

Figure 6.2-1	Ouvrages sur fondations superficielles	6-4
Figure 6.2-2	Ouvrages sur fondations superficielles (suite)	6-5
Figure 6.2-3	Fondations sur pieux	6-7
Figure 6.2-4	Pieux	6-8
Figure 6.2-5	Autres types de fondations profondes	6-12
Figure 6.3-1	Tassement uniforme et différentiel	6-14
Figure 6.3-2	Rupture de la fondation	6-16
Figure 6.3-3	Glissement de la fondation	6-17
Figure 6.3-4	Tassement différentiel de la culée	6-18
Figure 6.4-1	Mouvement dus aux sollicitations imprévues	6-21
Figure 6.4-2	Mouvements dus à la dégradation de la fondation	6-24
Figure 6.5-1	Effet du tassement différentiel	6-27
Figure 6.5-2	Effet du tassement différentiel d'une culée sur le tablier	6-28
Figure 6.5-3	Effet du tassement différentiel d'une pile sur le tablier	6-29
Figure 6.7-1	Condition de stabilité d'un mur-poids	6-33
Figure 6.7-2	Murs-poids	6-34
Figure 6.7-3	Murs-poids (suite)	6-35
Figure 6.7-4	Murs en porte-à-faux	6-36
Figure 6.7-5	Position des armatures principales dans un mur en porte-à-faux	6-37
Figure 6.7-6	Murs ancrés dans le sol	6-38
Figure 6.7-7	Renversement du mur	6-40
Figure 6.7-8	Déplacement latéral du mur	6-41
Figure 6.8-1	Conditions de stabilité d'une culée en porte-à-faux	6-42
Figure 6.8-2	Culées	6-44
Figure 6.8-3	Culées (suite)	6-45
Figure 6.8-4	Culées (suite)	6-46
Figure 6.8-5	Ouvrages sans culée	6-47
Figure 6.8-6	Murs en aile	6-48
Figure 6.8-7	Murs en retour	6-49
Figure 6.8-8	Mouvements de culées limités par le tablier	6-51
Figure 6.8-9	Modification du comportement d'une culée	6-52
Figure 6.8-10	Effets des mouvements de fondation sur la culée	6-53
Figure 6.8-11	Effets du tassement du remblai sur les culées sur remblai	6-55
Figure 6.8-12	Effets des appuis bloqués	6-57
Figure 6.9-1	Pile en rivière	6-59

Figure 6.9-2	Piles	6-61
Figure 6.9-3	Bancs	6-62
Figure 6.9-4	Caisson à claire-voie en bois	6-62
Figure 6.9-5	Déplacement de la pile limité par le tablier	6-64
Figure 6.9-6	Effets du déplacement d'une pile	6-64

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 6.2-1	Valeurs estimées de la capacité portante admissible	6-3
---------------	---	-----

6.1 GÉNÉRALITÉS

Les unités de fondation sont les parties d'une structure qui ont pour fonction de supporter les charges du tablier et des remblais. Ces unités de fondation peuvent être un mur de soutènement, une culée ou une pile.

6.2 LA FONDATION

6.2.1 Généralités

La fondation est la partie de l'unité de fondation qui a pour fonction de transférer les charges qu'elle supporte au sol. La fondation est composée de l'élément d'assise (semelle, pieux, caisson, piédestal) et de la portion de sol située directement au-dessous ou autour de lui. On distingue 2 types de fondation :

- La fondation superficielle;
- La fondation profonde.

La fondation est superficielle lorsque les charges imposées sont transmises au sol ou au roc par une semelle implantée près de la surface du terrain naturel.

La fondation est profonde lorsque les charges imposées sont transmises au sol ou au roc par une semelle supportée par des pieux enfoncés dans le sol, ancrés dans le roc ou forés, ou lorsqu'un batardeau est nécessaire pour retenir les terres afin d'implanter la semelle sur le roc.

Le choix d'un type de fondation dépend de l'ampleur des charges imposées et de la capacité portante des différentes couches qui composent le sol de fondation.

Les charges imposées à la fondation sont la masse de l'unité de fondation elle-même, les charges verticales et les forces horizontales provenant de la structure, produites par la poussée des terres ou des glaces.

Les caractéristiques du sol de fondation sont habituellement déterminées par des sondages exécutés si possible à l'emplacement même de la future fondation. Le sondage, en termes d'ingénierie, est un travail qui consiste à forer un trou dans le sol à l'aide d'une foreuse à diamant pour récupérer des échantillons au fur et à mesure du forage. Ces échantillons, ainsi que les essais effectués durant le forage, permettent d'établir la composition du sol en fonction de la profondeur et de déterminer, pour différents niveaux, sa capacité portante. Le sondage permet aussi de déterminer le niveau de la nappe phréatique et celui du roc.

6.2.2 La fondation superficielle

La semelle d'une fondation superficielle doit reposer sur le roc ou sur un sol ayant une capacité portante suffisante pour limiter le tassement à des valeurs acceptables, car ce déplacement peut entraîner des problèmes majeurs dans les ouvrages qu'elle supporte.

Les matériaux granulaires, comme les dépôts morainiques constitués d'un mélange de gravier et de sable, sont les sols qui ont la meilleure capacité de support. Les matériaux cohésifs comme l'argile et le silt sont moins fiables parce que leur capacité portante dépend de leur niveau de consolidation et que toute charge excessive peut entraîner des tassements importants, voire la rupture du sol de fondation. Le tableau 6.2-1 indique certaines valeurs estimées de la capacité portante admissible pour les différents types de roc, de sols grossiers, et de sols fins.

La fonction de la semelle est de répartir les charges imposées sur le sol. Elle doit être dimensionnée de façon à ce que les contraintes produites sur le sol par les charges soient toujours inférieures à la capacité de support de celui-ci et de manière à ce que les tassements prévus soient toujours en deçà d'une limite acceptable; une charge importante sur un sol mou comme l'argile nécessite une semelle d'une plus grande dimension que si elle reposait sur le roc.

Les culées et les piles de plusieurs ponts de même que certains murs de soutènement construits avant 1960 ont une fondation superficielle. La fondation des caissons à claire-voie en bois utilisés comme culée, comme pile ou comme mur de soutènement, avec ou sans semelle, est une fondation superficielle. Les figures 6.2-1 et 6.2-2 illustrent des ouvrages sur fondations superficielles.

Les ponceaux en béton armé ont une fondation superficielle même s'ils n'ont pas de semelle parce que c'est le sol de fondation qui assure leur rigidité longitudinale. Les ponceaux circulaires, elliptiques ou arqués en acier ont une fondation superficielle parce que c'est le sol de fondation qui assure leur rigidité transversale et longitudinale.

Pour ne pas être affectées par le gel, les semelles des ouvrages doivent être placées plus bas que le niveau de pénétration du gel. Dans les cours d'eau, elles sont normalement placées à un niveau assez profond pour être protégées contre l'affouillement.

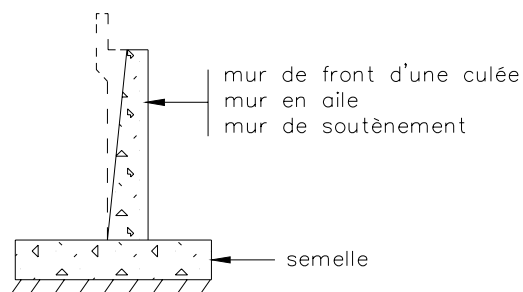
Les fondations sur le roc ne nécessitent généralement pas de protection contre le gel ou contre l'affouillement à moins que le roc soit altéré ou très friable.

Tableau 6.2-1 Valeurs estimées de la capacité portante admissible

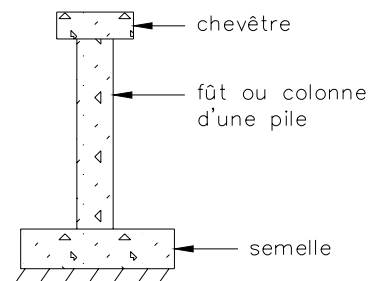
ROC		
Type et état du roc ou du sol	Résistance du roc	Capacité portante admissible estimée (kPa)
Roche ignée ou métamorphique massive (granite, diorite, basalte, gneiss) saine	Élevée à très élevée	10 000
Roche métamorphique foliée (schiste, ardoise) saine	Moyenne à élevée	3 000
Roche sédimentaire (schiste cimenté, grès, grès fin, calcaire sans cavité, conglomérat très cimenté) saine	Moyenne à élevée	1 000 - 4 000
Schiste de compactage et autres roches argileuses saines	Faible à moyenne	500
Roches fissurées de toutes sortes, avec espacement des discontinuités supérieur à 0.3 m, sauf roches argileuses (schiste)		1 000
Calcaire, grès, schiste à litage mince		700
Roches fortement fissurées ou altérées		700
Remarque : Ces valeurs sont basées sur l'hypothèse que les charges de fondation sont appliquées au niveau de la roche non altérée.		

SOLS GROSSIERS	
Type et état du sol	Capacité portante admissible estimée (kPa)
Gravier dense ou sable graveleux dense	> 600
Gravier compact ou sable graveleux	200 - 600
Gravier lâche ou sable graveleux lâche	< 200
Sable dense	> 300
Sable compact	100 - 300
Sable lâche	< 100

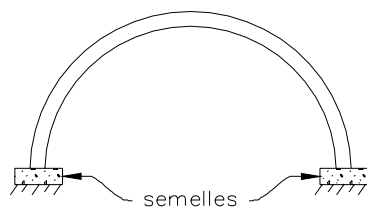
SOLS FINS	
Type et état du sol	Capacité portante admissible estimée (kPa)
Argiles très raides à dures ou mélanges hétérogènes tels que les moraines	300 - 600
Argiles raides	150 - 300
Argiles fermes	75 - 150
Argiles molles et silts	> 75
Argiles et silts très mous	Non applicable



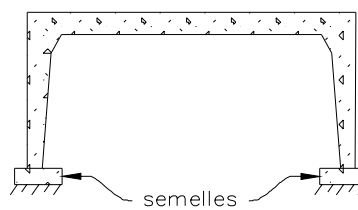
CULÉE OU MUR DE SOUTÈNEMENT



PILE

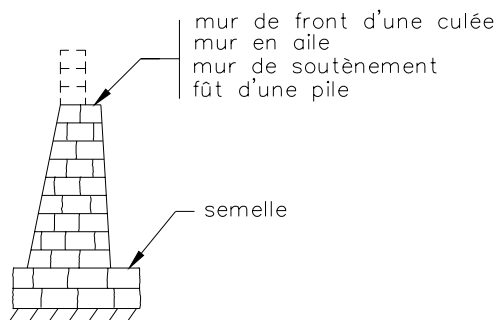


PONÇEAU VOÛTÉ EN BÉTON
ARMÉ OU EN ACIER

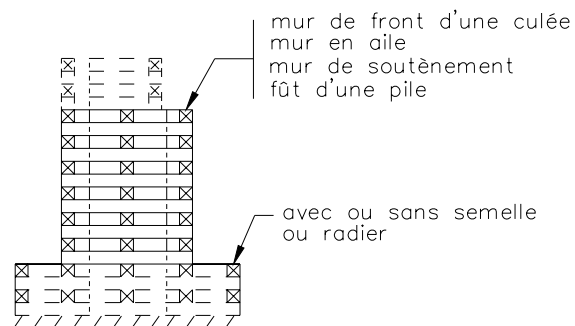


PORTIQUE EN BÉTON ARMÉ

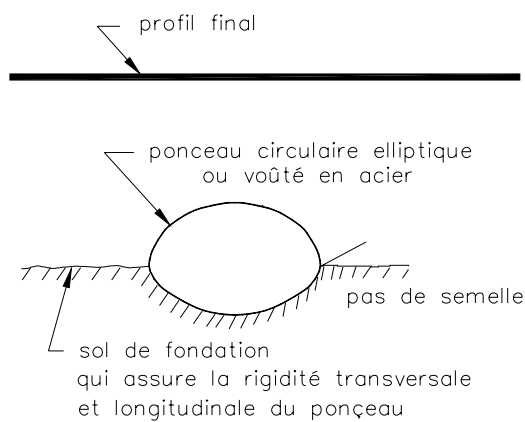
Figure 6.2-1 Ouvrages sur fondations superficielles



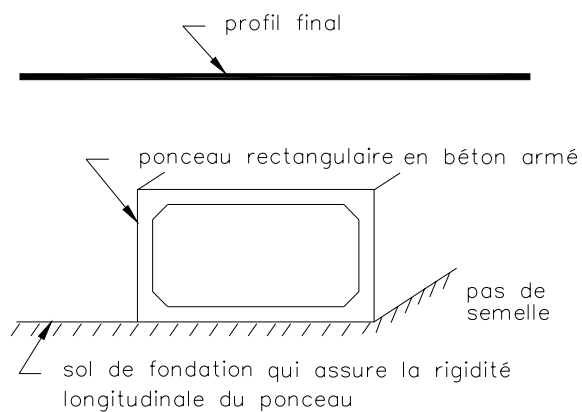
OUVRAGE EN MAÇONNERIE



CAISSON À CLAIRE-VOIE EN BOIS



PONCEAU EN ACIER



PONCEAU EN BÉTON ARMÉ

Figure 6.2-2 Ouvrages sur fondations superficielles (suite)

6.2.3 La fondation profonde

Lorsque la couche supérieure du sol n'a pas la capacité nécessaire pour supporter les charges imposées, celles-ci doivent être transférées dans les couches plus profondes du sol par une semelle supportée par des pieux enfoncés dans le sol, ancrés dans le roc ou forés. La figure 6.2-3 illustre des fondations sur pieux.

La capacité portante des pieux peut être atteinte par frottement latéral, par transmission de la charge à la pointe ou par une combinaison de ces deux modes :

- Lorsque le roc est trop profond, leur capacité portante est atteinte par le frottement ou la friction qui s'exerce entre le sol et la surface du pieu en contact avec celui-ci;
- Lorsqu'un pieu est enfoncé jusqu'au refus, c'est-à-dire jusqu'au roc très solide, il est considéré comme portant à la pointe;
- Lorsque le pieu est enfoncé jusqu'au refus relatif, c'est-à-dire jusqu'à un sol très dense, la capacité portante est obtenue à la fois par la pointe et par la friction.

Les efforts horizontaux comme ceux de la poussée des terres sur les ouvrages de soutènement peuvent être équilibrés par des pieux inclinés de façon à résister à ces efforts.

Les pieux sont aussi utilisés pour assurer un support aux appuis d'un pont lorsque des problèmes d'affouillement sont envisagés ou pour permettre certains travaux d'excavation sous le niveau inférieur de la semelle qui risquent de survenir après la construction. La figure 6.2-4 illustre les pieux.

Les pieux disponibles sur le marché sont en bois, en acier ou en béton et le choix entre ces types dépend de l'ampleur des charges à supporter, des matériaux constituant le sous-sol et de leur coût.

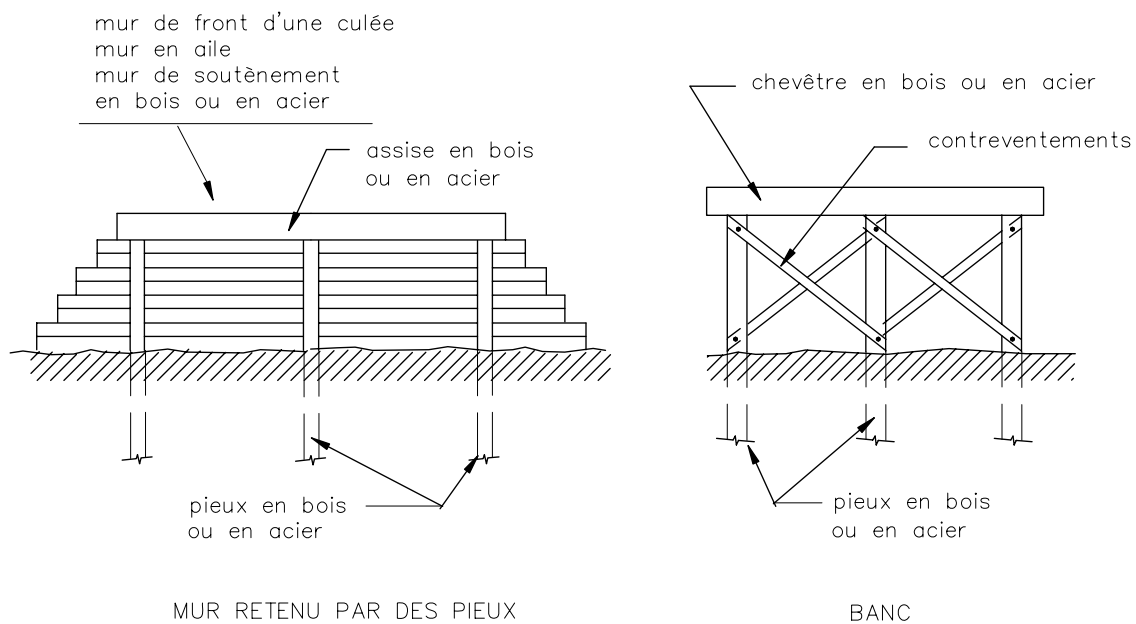
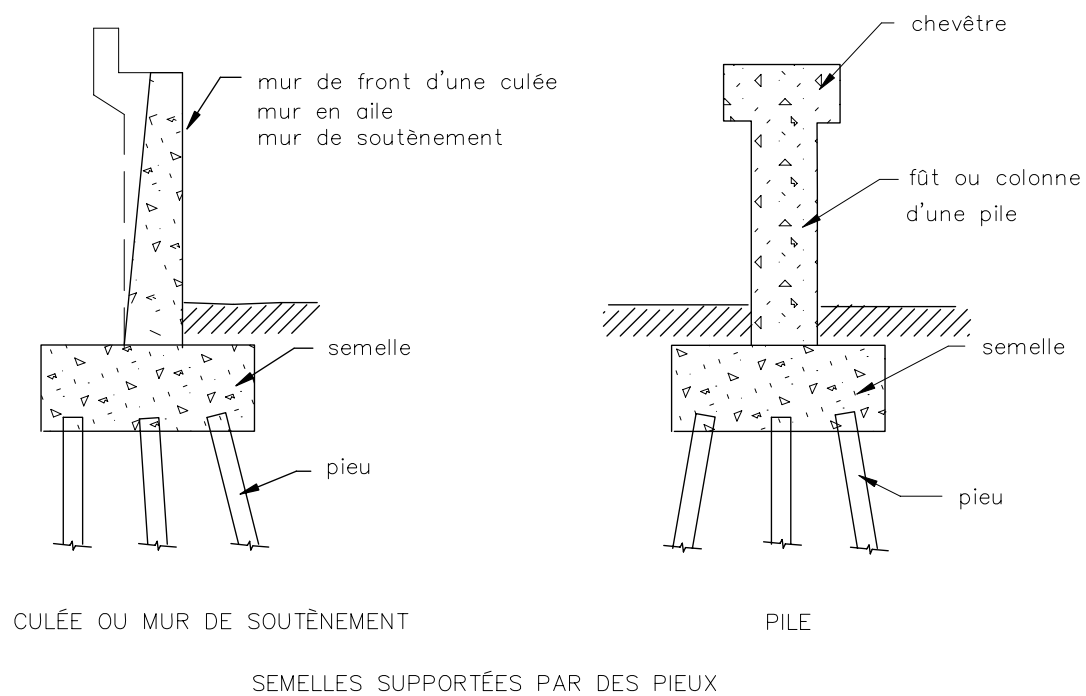
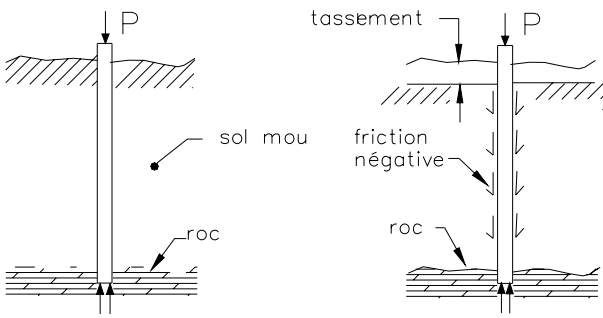
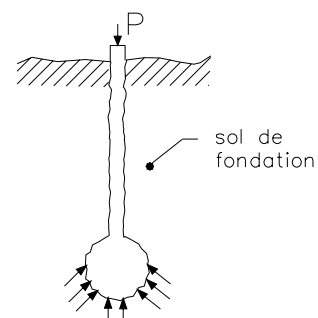


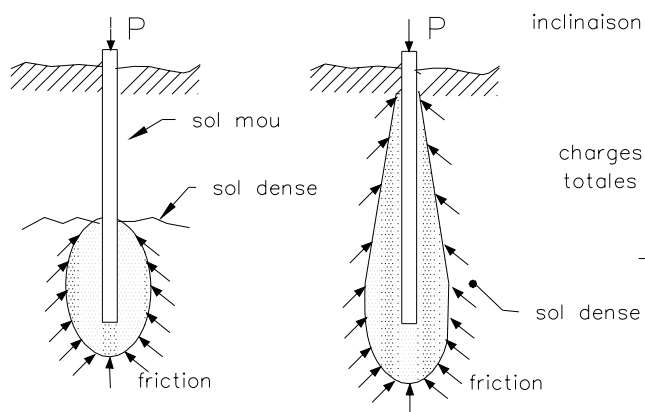
Figure 6.2-3 Fondations sur pieux



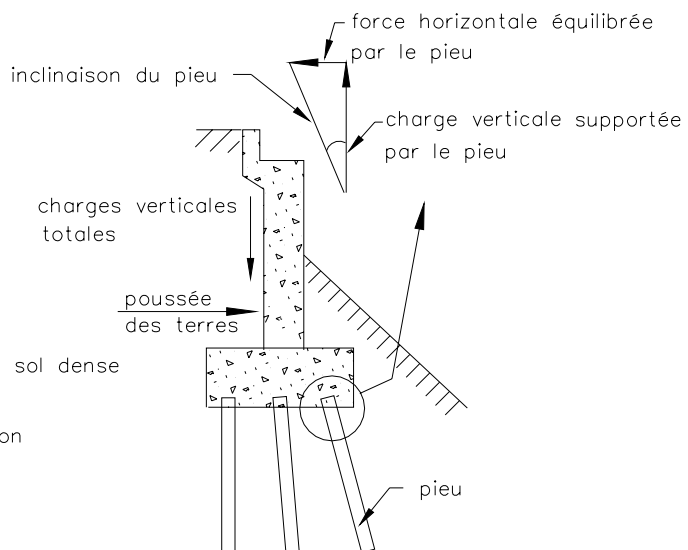
PIEUX PORTANT À LA POINTE



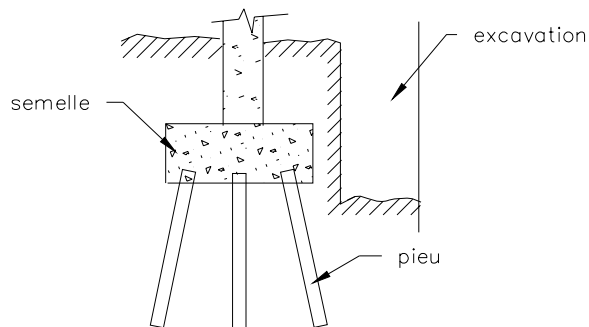
PIEU À BASE ÉLARGIE



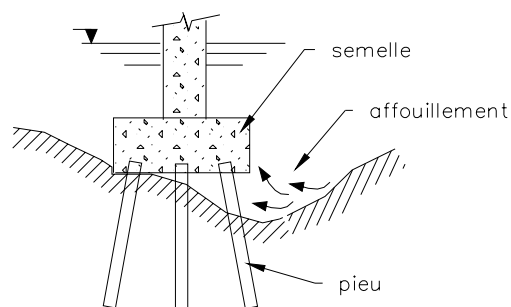
PIEUX À FRICTION



POUSSÉE CONTREBALANCÉE
PAR DES PIEUX INCLINÉS



PIEUX POUR PERMETTRE
UNE EXCAVATION



PIEUX POUR ASSURER
LA STABILITÉ

Figure 6.2-4 Pieux

Les pieux en bois

Les pieux en bois sont surtout utilisés pour travailler en frottement latéral dans le sable, le silt et l'argile. Ils peuvent supporter des charges variant entre 100 kN et 500 kN, mais leur longueur est limitée généralement à 15 m.

Les pieux en bois ne doivent pas être utilisés comme pieux portant à la pointe sur le roc ni battus dans le gravier dense ou dans la moraine, parce qu'ils risquent d'être endommagés à la tête et à la pointe par un battage sévère.

La partie des pieux en bois non traitée située au-dessus de la nappe phréatique ou submergée par intermittence peut être endommagée par les défauts de matériaux comme la pourriture ou le trou d'insecte.

Les pieux en acier

Les pieux en acier sont des tubes ou des profilés en forme de H. Ils peuvent travailler en frottement latéral, en pointe ou selon une combinaison de ces deux modes. Ils peuvent supporter des charges variant entre 350 kN et 1800 kN et leur longueur n'est pas limitée, parce qu'ils peuvent être allongés facilement par soudage.

Les pieux tubulaires en acier peuvent être laissés vides ou remplis de béton après l'enfoncement.

Les pieux en acier peuvent être endommagés ou déviés lorsqu'ils sont enfoncés dans un gravier dense ou dans une moraine contenant des blocs. Leur partie située au-dessus de la nappe phréatique ou submergée par intermittence peut aussi être endommagée par la corrosion.

Les pieux préfabriqués en béton

Ces pieux, en béton armé ou en béton précontraint, peuvent être utilisés comme pieux portant à la pointe ou travaillant en frottement dans le sable, le gravier ou l'argile. La charge qu'ils peuvent supporter varie selon leur géométrie, la résistance en compression du béton et des armatures qui le renforcent.

Les pieux en béton armé peuvent être utilisés sans joints jusqu'à une longueur de 15 m et ceux en béton précontraint jusqu'à une longueur de 40 m. Les deux types peuvent être allongés au besoin.

Les sections de ces pieux sont de forme carrée, hexagonale, octogonale ou cylindrique. Les sections cylindriques peuvent avoir un diamètre jusqu'à 1400 mm et les autres types de section une largeur face-à-face variant entre 200 mm et 600 mm. Les sections cylindriques de grand diamètre sont généralement creuses et précontraintes.

Les pieux en béton à base élargie

Le béton des pieux à base élargie est introduit à l'intérieur d'une gaine en acier et est compacté par un cylindre à mesure que l'on retire la gaine.

Ces pieux sont conçus pour transmettre leur charge aux sols densifiés autour de la base. Ils sont installés à l'aide d'un équipement spécialisé, par un personnel qualifié.

Les pieux en béton à base élargie conviennent aux sols pulvérulents, plus particulièrement aux sables lâches qui peuvent ainsi supporter de grandes charges à faible profondeur. Ils sont peu recommandables dans les sols granulaires contenant des particules fines.

Le diamètre de ces pieux peut varier entre 300 mm et 600 mm. Ils peuvent supporter des charges variant entre 500 kN et 1600 kN pour des longueurs de 3 m à 18 m.

Les pieux forés

Les pieux forés sont aussi une façon d'asseoir un appui de pont sur le roc. Cette opération consiste à enfoncer un tube en acier dans le sol jusqu'au roc et à excaver le matériau emprisonné à l'intérieur du tube. Le roc doit ensuite être foré de façon à constituer une emboîture à la profondeur désirée. Après avoir inséré les armatures nécessaires, l'emboîture et le tube sont remplis de béton.

Le tube en acier est enfoncé par battage ou par vibration. Le sol est extrait de l'intérieur du tube à l'aide d'une tarière de grand diamètre ou d'une foreuse à godet et ce, au fur et à mesure de l'enfoncement du tube ou après qu'il ait atteint la profondeur requise. Le forage du roc pour l'emboîture est fait par forage, par carottage ou à l'aide d'un trépan.

Les pieux forés peuvent supporter des charges élevées transmises par la pointe sur un roc ou un till dense. Ils peuvent être utilisés jusqu'à une profondeur pouvant atteindre 100 m. Leur diamètre peut varier entre 1 m et 3 m et leur base peut être élargie jusqu'à 4 m. Leur capacité peut atteindre 18 000 kN.

Le caisson

La fondation d'une structure peut aussi être un caisson nervuré en béton préfabriqué, conçu de façon à flotter dans l'eau que l'on fait échouer précisément au site de l'unité de fondation, en le remplissant de sable et de gravier après avoir excavé et nivelé le lit du cours d'eau.

Le batardeau

Lorsque le roc n'est pas trop profond, il est possible d'asseoir la fondation sur le roc en utilisant un batardeau. Le batardeau est un ouvrage provisoire en terre ou en palplanches en acier ou en bois qui permet d'excaver le sol jusqu'au roc et de contrôler l'infiltration de l'eau tout en retenant les terres.

L'eau à l'intérieur du batardeau peut être évacuée par pompage fait au moyen de puisards, de pointes filtrantes ou de puits. La méthode choisie doit assurer la sécurité de l'ouvrage lui-même et ne pas influencer le comportement des ouvrages adjacents. La pression d'eau des infiltrations qui persistent peut être équilibrée par un béton de masse mis en place de façon à constituer ce qu'on appelle une base d'étanchement. La figure 6.2-5 illustre d'autres types de fondations profondes.

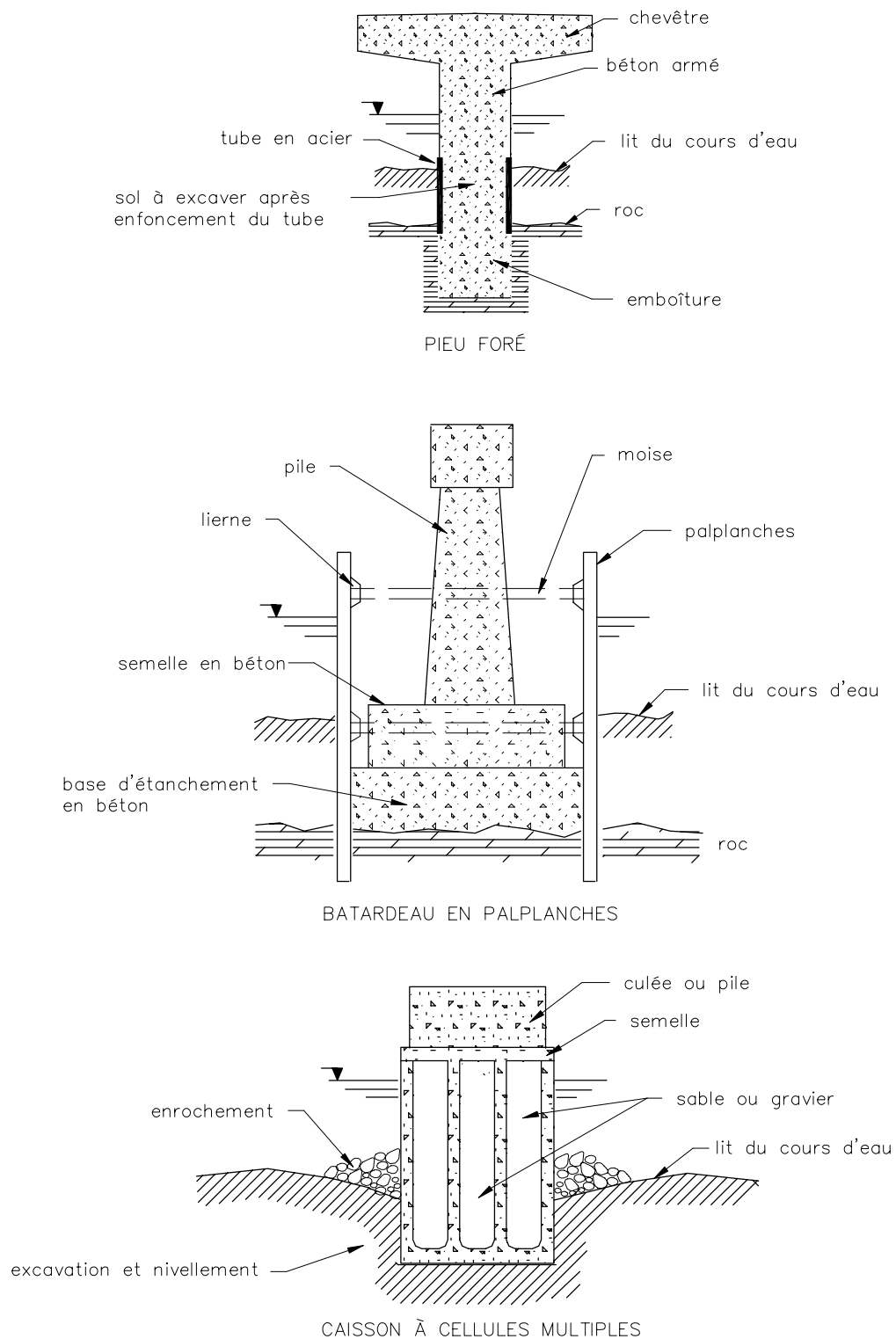


Figure 6.2-5 Autres types de fondations profondes

6.3 LES DÉFAUTS DES FONDATIONS

Les défauts des fondations sont :

- Le tassement;
- La rupture;
- Le glissement;
- Le tassement différentiel;
- L'affouillement et l'érosion;
- La détérioration de la semelle;
- La détérioration des pieux.

6.3.1 Le tassement

Le tassement de la fondation est le déplacement vertical graduel du sol sous l'action des charges. Il est le résultat de l'expulsion de l'air (compactage) ou de l'eau (consolidation) du sol par la pression des charges. Il est aussi amplifié par le fluage du matériau sous l'action de ces mêmes ouvrages.

L'ampleur du tassement dépend de l'intensité des contraintes produites sur le sol par la semelle et de la qualité du sol de fondation. Elle est aussi directement proportionnelle à l'épaisseur de la couche de sol sollicitée, car plus cette épaisseur est grande plus le tassement est important.

Dans les sols granulaires, comme le sable et le gravier, il n'y a habituellement pas beaucoup de vides et, à cause de leur perméabilité, l'air ou l'eau qui les remplissent peuvent être expulsés rapidement par la pression de la semelle ou du remblai. Dans ces matériaux, les tassements sont donc généralement petits et se produisent au fur et à mesure de la mise en charge.

Les sols cohésifs comme l'argile et le silt argileux contiennent normalement beaucoup d'eau et leur perméabilité est très faible. Cette grande quantité d'eau ne peut donc être expulsée qu'à long terme par la pression de la semelle ou du remblai et implique habituellement des tassements importants.

Les propriétés mécaniques des sols cohésifs peuvent être améliorées grandement par la consolidation, c'est-à-dire par une diminution de la quantité d'eau qu'ils contiennent.

Une consolidation par surcharge peut expulser une partie de l'eau contenue dans ces sols par la pression qu'elle exerce. À mesure que l'eau se retire, le sol se tasse jusqu'à ce que les pressions interstitielles créées par la pression appliquée soient dissipées; à partir de ce moment, le tassement cesse et le sol consolidé peut supporter le poids du remblai sans mouvements appréciables.

Étant donné le peu de perméabilité des sols cohésifs, ce processus peut être long et durer même pendant plusieurs années. Aussi, pour favoriser l'expulsion de l'eau, la consolidation peut être accélérée par des drains verticaux enfoncés dans toute ou une partie de l'épaisseur de la couche de sol à consolider.

Les charges de remblai peuvent causer le tassement du sol autour des pieux qui supportent une culée et ainsi provoquer la friction négative et des charges supplémentaires considérables sur les pieux. Cet effet peut être amenuisé en recouvrant d'un enduit, avant l'enfoncement, la partie des pieux la plus affectée par le tassement.

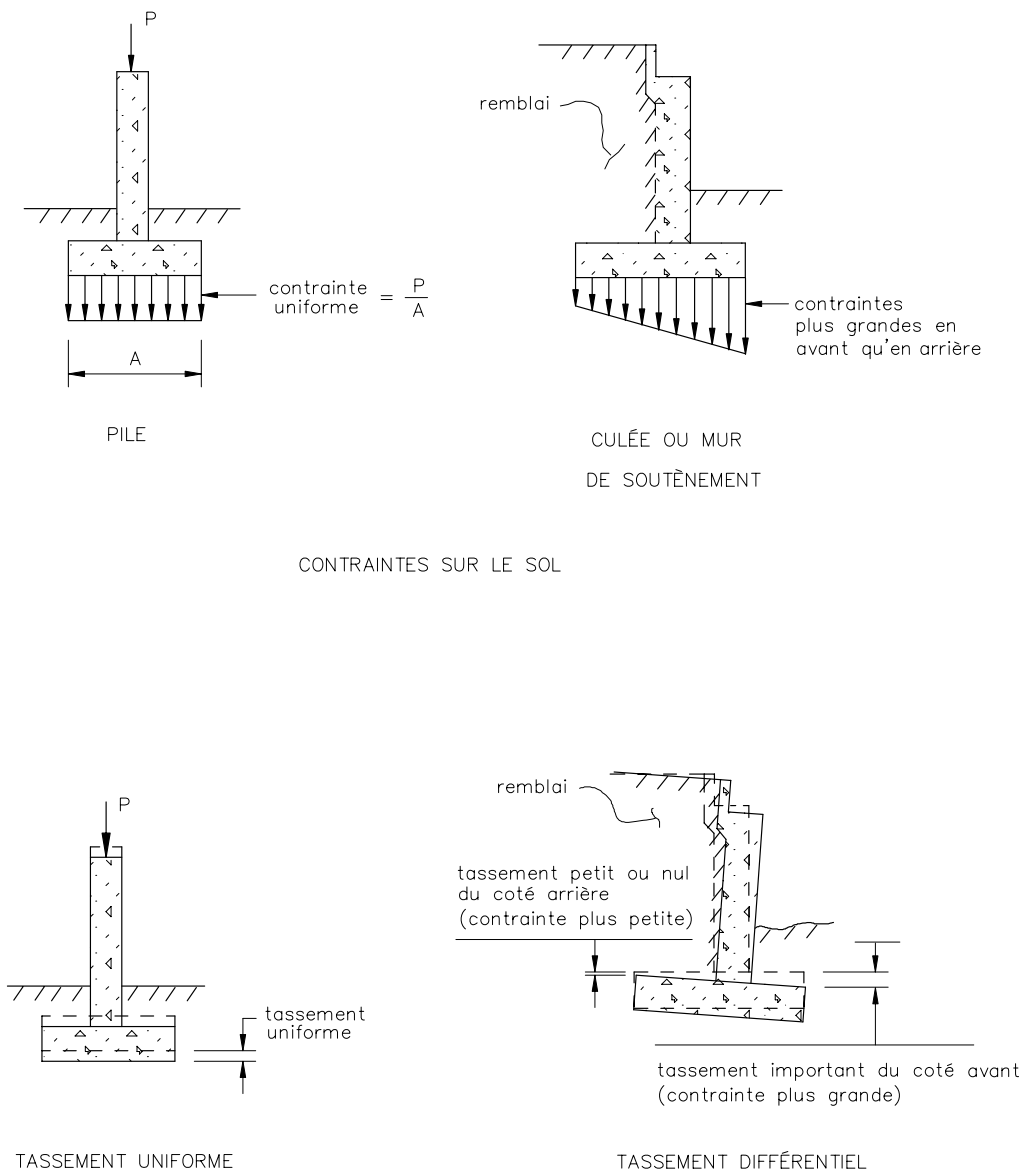


Figure 6.3-1 Tassement uniforme et différentiel

6.3.2 La rupture

La rupture de la fondation est l'affaissement du sol et des ouvrages qu'il supporte, causé par des contraintes de cisaillement dépassant la résistance du sol. La figure 6.3-2 illustre la rupture de la fondation d'une pile.

En plus de l'affaissement de la semelle, la rupture implique généralement sa rotation et le relèvement du sol d'un côté ou de chaque côté de la fondation.

La pression de la semelle de la fondation tend à déplacer latéralement la couche de sol située immédiatement en dessous de la semelle, comme si on comprimait un liquide.

Ce mouvement que l'on sait naturel pour les liquides est cependant plus contraignant pour les matériaux de fondation parce qu'il dépend de la facilité qu'ont les particules du sol de se déplacer les unes par rapport aux autres. C'est ce que l'on appelle la résistance en cisaillement du sol.

Sous l'action de la pression, les particules rondes et petites ont tendance à rouler les unes sur les autres alors que les grains plus anguleux et plus gros s'entrecroisent, ce qui les empêche de se déplacer.

Les sols granulaires ont donc une bonne résistance en cisaillement et à la rupture parce que les grains qui les composent s'accrochent les uns aux autres. Cette résistance est d'autant plus grande que ces matériaux ne contiennent pas de vides, c'est-à-dire d'endroits qui n'offrent pas de résistance au déplacement parce que les grains plus petits comblent toujours les vides entre les plus gros.

Les sols cohésifs normalement ou peu consolidés n'offrent pas beaucoup de résistance au cisaillement, surtout à cause de leur structure en château de cartes et de leur teneur en eau élevée. Cette résistance augmente cependant avec la consolidation, c'est-à-dire avec la diminution de la quantité d'eau que le sol contient et le réarrangement des particules argileuses.

La rupture du sol est amorcée par un déplacement qui se produit le long d'un arc de cercle appelé ligne de rupture et qui correspond, compte tenu de la surcharge, à la zone de contraintes maximales ou à la surface du sol qui offre le moins de résistance au déplacement.

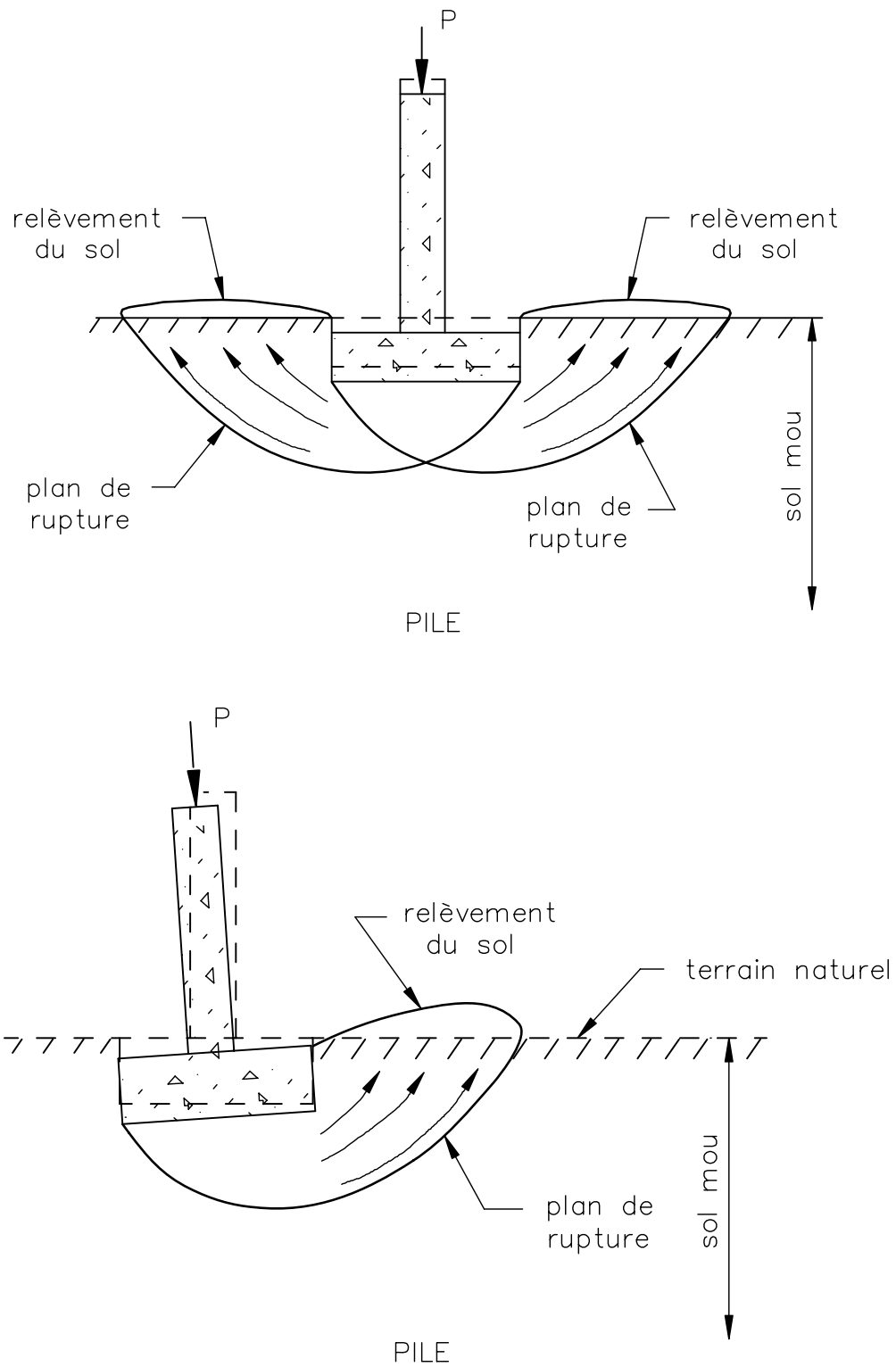


Figure 6.3-2 Rupture de la fondation

6.3.3 Le glissement

Le glissement de la fondation est l'affaissement et le déplacement latéral du remblai et des ouvrages qu'il supporte à cause, comme pour la rupture, de contraintes de cisaillement dépassant la résistance du sol.

Le déplacement latéral de la semelle produit par le glissement est toujours dirigé vers le talus du remblai. Le relèvement du sol impliqué par ce mouvement se produit aussi du côté du talus. La figure 6.3-3 illustre le glissement de la fondation.

Le glissement est de fait une rupture de la fondation favorisée par la proximité du talus. Cette proximité fait que le mouvement du sol peut se produire un peu plus dans le même sens que la pression exercée par la semelle.

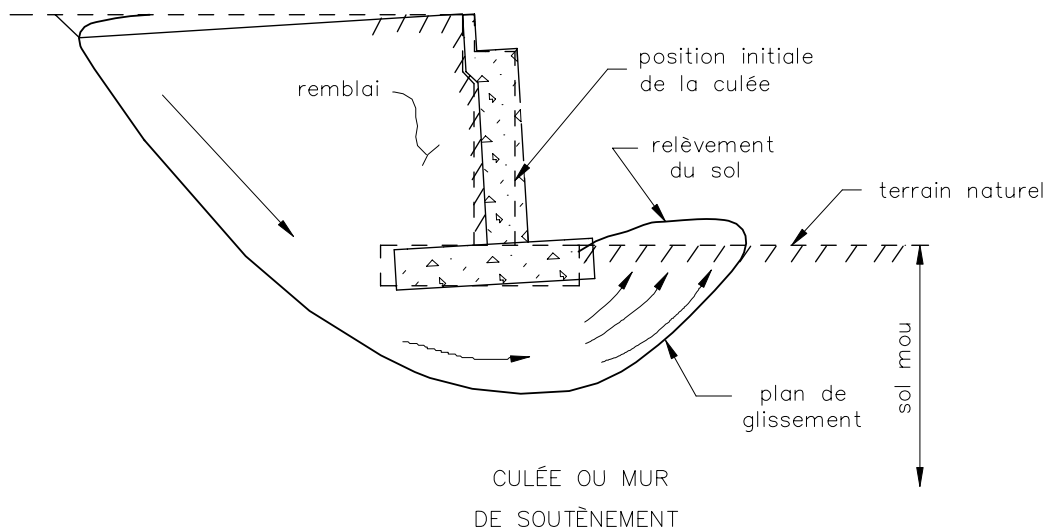


Figure 6.3-3 Glissement de la fondation

6.3.4 Le tassement différentiel

Le tassement différentiel est un tassement d'une ampleur différente qui affecte la fondation et qui se traduit par un mouvement de rotation de l'unité de fondation.

Il est causé par des contraintes d'intensité différente qui sollicitent le sol, par la variation de sa capacité portante ou par la variation de l'épaisseur de la couche de sol affectée par le tassement.

Les contraintes produites sur le sol par un mur de soutènement ou par une culée sont toujours plus grandes du côté avant de l'ouvrage que du côté arrière. Le tassement produit par ces contraintes est donc toujours plus grand du côté avant de l'ouvrage.

La semelle qui sollicite une couche de sol d'épaisseur variable produit un tassement plus grand où la couche est plus épaisse parce que le tassement est directement proportionnel à l'épaisseur de la couche. La figure 6.3-4 illustre le tassement différentiel de la culée.

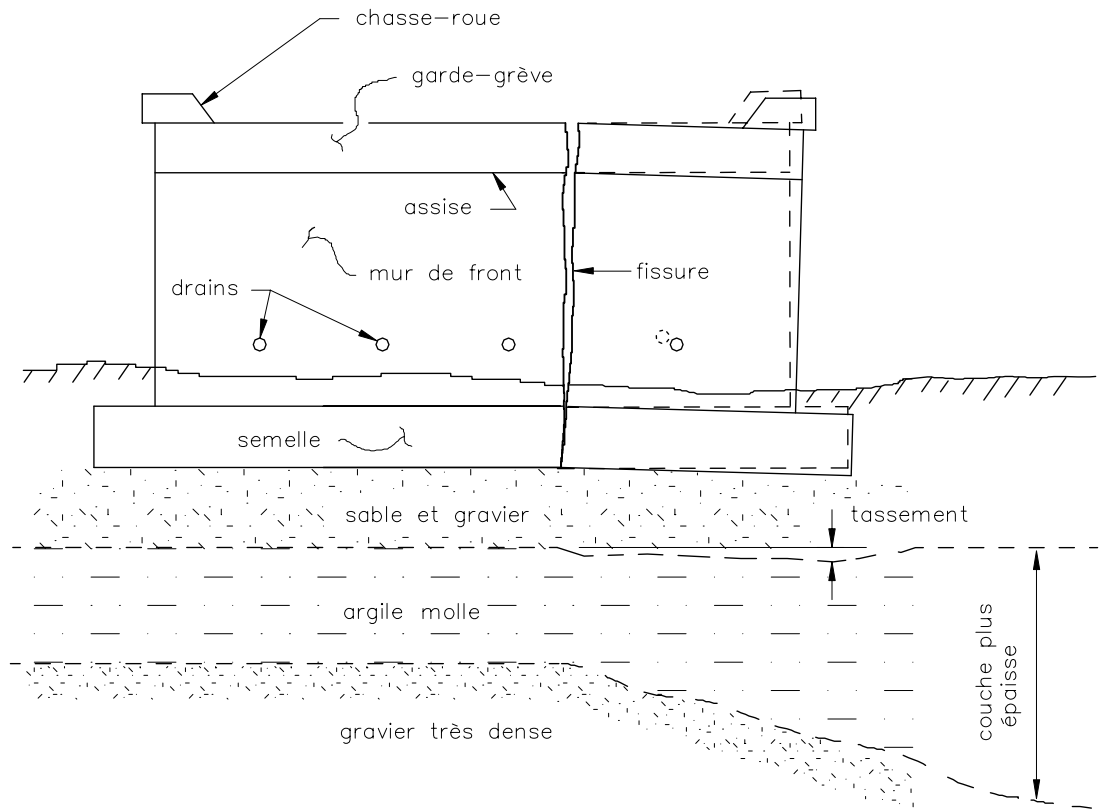


Figure 6.3-4 Tassement différentiel de la culée

6.3.5 Les autres défauts

Les autres défauts (affouillement et érosion, détérioration de la semelle et détérioration des pieux) sont traités à la section 6.4.2, «La dégradation de la fondation».

6.3.6 Les défauts courants

Les défauts de fondation les plus observés pour les structures existantes sont le tassement et le tassement différentiel. La rupture et le glissement de la fondation qui entraînent généralement la ruine de l'unité de fondation sont des défauts que l'on observe à l'occasion, mais qui ne sont pas assez communs pour être considérés parmi les défauts courants susceptibles d'affecter le comportement des unités de fondation; ces défauts ne seront donc plus considérés dans les sections suivantes.

6.4 LES MOUVEMENTS DE FONDATION ET LEURS CAUSES

Les unités de fondation des structures existantes, plus spécialement ceux qui reposent sur une fondation superficielle sur sol, peuvent se déplacer verticalement, latéralement et autour d'un axe dans un mouvement de rotation.

Le mouvement vertical est dû au tassement, le mouvement latéral est causé par les sollicitations transversales et le mouvement de rotation est généralement le produit d'un tassement différentiel.

Ces mouvements peuvent être causés par des sollicitations imprévues, par la dégradation de la fondation ou par le gel du sol.

6.4.1 Les sollicitations imprévues

Les sollicitations imprévues qui peuvent entraîner des mouvements de fondation sont :

- L'accroissement des charges;
- L'accroissement de la poussée des terres;
- Les appuis bloqués;
- La poussée des glaces;
- Les séismes.

L'accroissement des charges

La masse des camions autorisés à circuler sur les routes de la province s'est accrue considérablement au cours des vingt dernières années. Cet accroissement implique nécessairement des charges supplémentaires sur les fondations des ouvrages plus anciens et peut causer leur tassement.

L'ajout de plusieurs couches d'usure sur le tablier d'une structure et des transformations comme l'enlèvement des trottoirs pour permettre l'ajout d'une voie de circulation sont des modifications qui entraînent aussi des charges supplémentaires sur les fondations.

L'accroissement de la poussée des terres

Le rehaussement d'un remblai, l'augmentation de la quantité d'eau qu'il retient ou la formation de lentilles de glace dans celui-ci sont des changements qui entraînent un accroissement considérable de la poussée des terres sur les ouvrages de soutènement et les culées. Ces modifications aux conditions initiales d'un ouvrage peuvent provoquer le déplacement latéral, le tassement différentiel, voire le renversement de l'ouvrage là où la capacité du sol est plutôt précaire.

L'eau contenue dans un remblai qui a été immergé peut, à cause de la capillarité, prendre un certain temps avant de se retirer. Cette eau augmente la pression latérale exercée sur l'ouvrage et favorise son déplacement. Elle peut aussi se transformer en lentilles de glace qui contribueront à augmenter cette poussée.

Un ouvrage remblayé avec un sol qui retient l'eau ou avec un matériau gélif peut être la cause de poussées indues. La rétention de l'eau dans le remblai peut aussi être causée par des drains obstrués.

Les appuis bloqués

Les appuis de pont peuvent aussi être poussés ou tirés à leur partie supérieure par la structure elle-même lorsque des appareils d'appui bloqués par la détérioration de ses composantes empêchent les mouvements dus à la température de se produire.

La poussée des glaces

Les unités de fondation situées en rivière peuvent être sollicitées par les glaces à une hauteur ou dans une direction différente de celle prévue, à cause du relèvement ou d'une déviation du lit du cours d'eau.

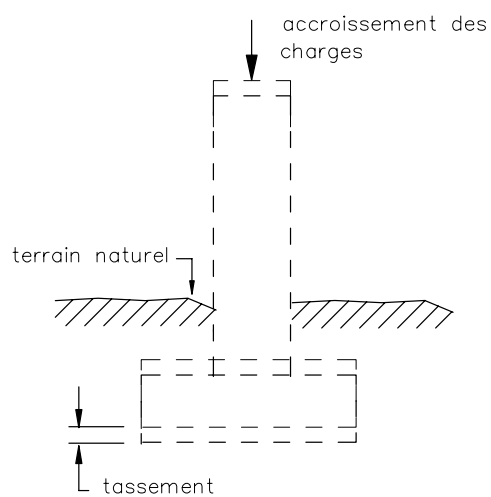
Les séismes

Les séismes peuvent provoquer le déplacement ou la rupture d'éléments d'une unité de fondation ou l'unité de fondation elle-même.

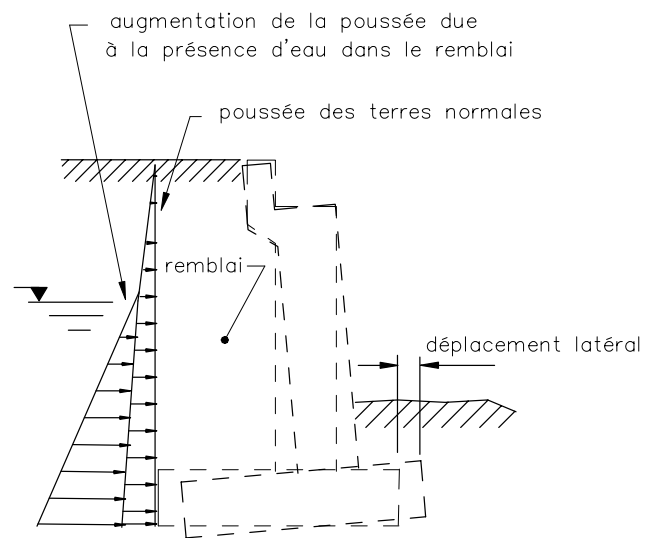
Avant 1966, le code canadien CAN/CSA-S6 n'incluait pas les tremblements de terre dans le calcul des ponts routiers.

La figure 6.4-1 illustre les mouvements de fondation dus à des sollicitations imprévues.

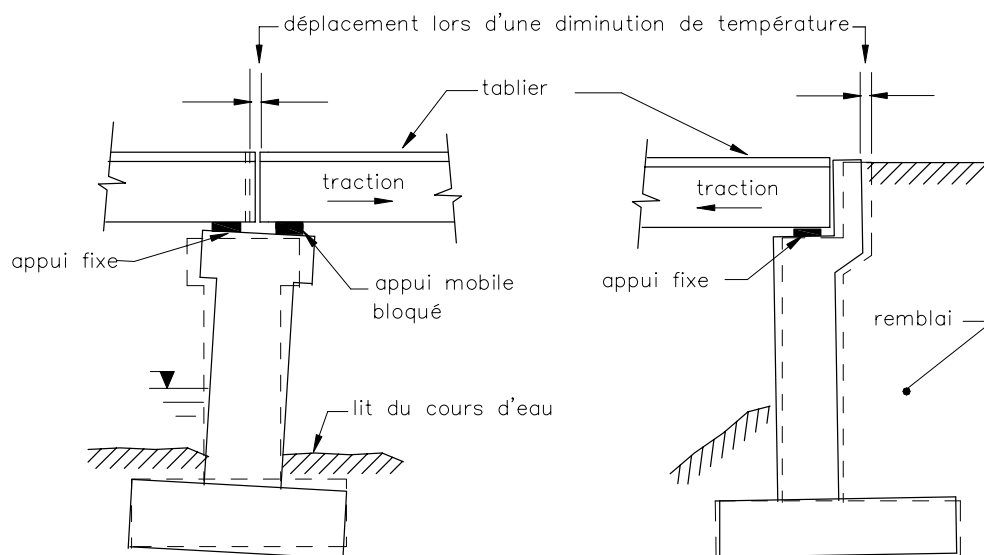
Les sollicitations imprévues décrites précédemment ou la friction négative produite par le tassement du sol de fondation peuvent provoquer le déplacement des pieux à friction, donc des mouvements de fondation. La friction négative peut même provoquer la rupture des pieux portant à la pointe.



TASSEMENT DÙ À L'ACCROISSEMENT
DES CHARGES



DÉPLACEMENT LATÉRAL DÙ À LA
PRÉSENCE D'EAU DANS LE REMBLAI



MOUVEMENT DE ROTATION DÙ À UN APPUI BLOQUÉ

Figure 6.4-1 Mouvement dus aux sollicitations imprévues

6.4.2 La dégradation de la fondation

La dégradation de la fondation peut être causée par :

- L'affouillement et l'érosion;
- La détérioration de la semelle;
- La détérioration des pieux.

Ces actions n'affectent généralement que le côté le plus exposé de la fondation et dans le cas des murs de soutènement et des culées, le côté le plus sollicité.

L'affouillement et l'érosion

Le creusage du sol sous la semelle par le courant, les glaces ou l'eau de ruissellement enlève une partie du support de la semelle et entraîne des contraintes du support de la semelle et des contraintes plus grandes sur la partie sollicitée du sol de fondation, ce qui provoque généralement le tassement différentiel et un mouvement de rotation qui va dans le sens du renversement de l'unité de fondation.

L'affouillement et l'érosion n'affectent pas directement le comportement des unités de fondation supportées par des pieux.

La détérioration de la semelle

La détérioration des matériaux constituant la semelle entraîne une diminution de sa largeur et des contraintes plus grandes sur la partie sollicitée du sol de fondation, ce qui peut provoquer le tassement différentiel et un mouvement de rotation qui va dans le sens du renversement de l'unité de fondation.

Les défauts de matériaux peuvent aussi endommager sa surface d'appui des pieux et même dégager complètement leur tête réduisant ainsi la capacité de support de la fondation.

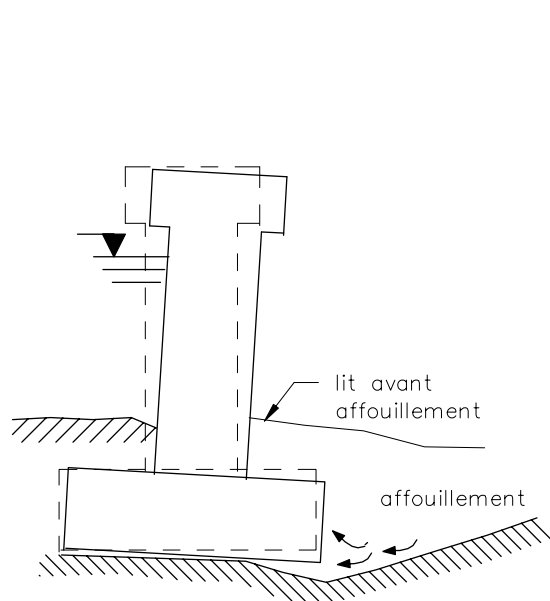
La détérioration des pieux

Les pieux peuvent à la longue développer des faiblesses qui peuvent entraîner le déplacement de l'unité de support. La partie exposée des pieux en bois, en acier ou en béton peut être endommagée par les débris et les glaces. La partie exposée de ces pieux peut aussi être endommagée par la pourriture, la corrosion ou les défauts du béton lorsqu'elle est située au-dessus de la nappe phréatique ou submergée par intermittence. Ces dommages diminuent la capacité portante des pieux qui peuvent flancher soudainement sous l'action d'une charge plus lourde que la normale.

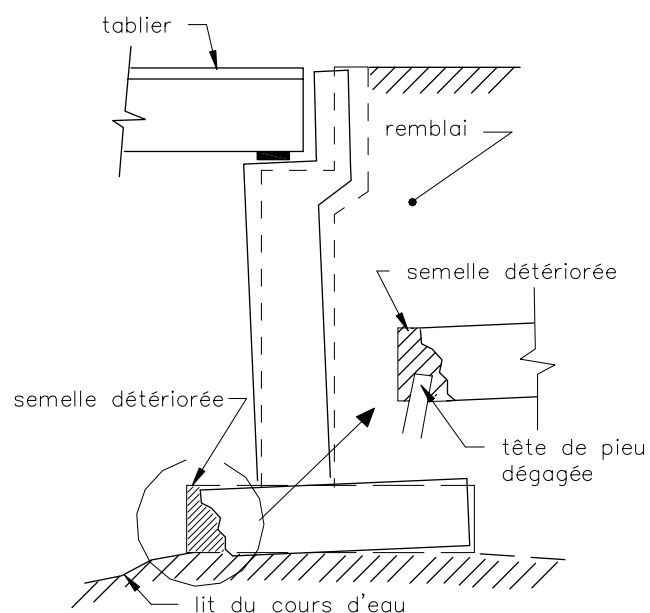
Les défauts de construction tels les pieux endommagés par l'enfoncement, les pieux insuffisamment enfoncés, les pieux tubulaires mal remplis de béton du fait de la présence d'air emprisonné, etc. donnent des pieux plus faibles qui peuvent aussi être la cause du déplacement d'une unité de fondation.

6.4.3 Le gel du sol

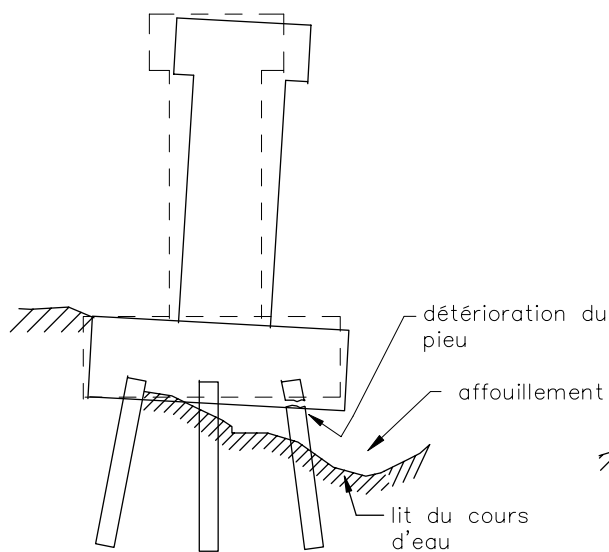
Le soulèvement du sol par le gel est causé par la formation de lentilles de glace entre les particules. Les semelles situées au-dessus du niveau de pénétration du gel peuvent donc être influencées par le soulèvement du sol et par la perte de la capacité de support due à son ramollissement lors du dégel. La figure 6.4-2 illustre les mouvements dus à la dégradation de la fondation et au gel du sol.



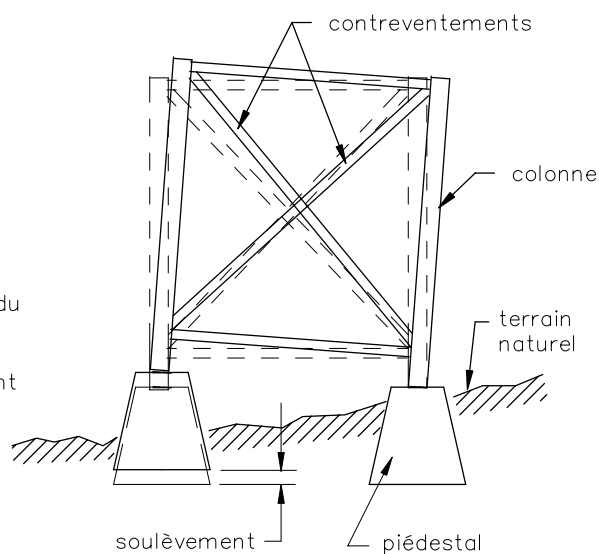
AFFOUILLEMENT D'UNE PILE



DÉTÉRIORATION DE LA SEMELLE



DÉTÉRIORATION DES PIEUX



SOULÈVEMENT D'UN PIÉDESTAL PAR LE GEL

Figure 6.4-2 Mouvements dus à la dégradation de la fondation

6.5 LES EFFETS DES MOUVEMENTS DE FONDATION

La principale qualité d'une unité de fondation est de pouvoir supporter les charges imposées sans mouvements appréciables, car des mouvements importants peuvent entraîner des dommages considérables dans la structure qu'elle supporte.

Les unités de fondation qui reposent sur un sol autre que le roc subissent un tassement au moins équivalent à la déformation élastique du sol ou des pieux, ou au déplacement nécessaire au développement de la friction à la surface des pieux.

Les petits mouvements de fondation ne produisent habituellement aucun effet. Les structures d'une travée simple ou celles à travées multiples discontinues peuvent tolérer des mouvements différentiels mineurs sans autres dommages que quelques fissures superficielles. Les mouvements plus importants peuvent provoquer une redistribution des efforts dans la structure, le renversement des appareils d'appui, le flambement des éléments les plus fragiles de l'ossature, ainsi que des fissures dans les éléments plus rigides et dans la dalle.

6.5.1 Le tassement différentiel

Tous les mouvements de fondation décrits précédemment ont une influence sur le comportement de la structure. Cependant, le tassement différentiel est le défaut de fondation le plus courant et le plus susceptible de lui causer des dommages.

Le tassement différentiel, qui est parfois le résultat de sollicitations imprévues, peut affecter une unité de fondation en particulier ou être un tassement d'une ampleur différente pour chaque unité de fondation d'une structure.

Le tassement différentiel produit par une variation de contraintes sur le sol n'affecte que les ouvrages de soutènement. Il se produit lorsque des contraintes plus intenses du côté avant que du côté arrière de l'ouvrage provoquent le tassement de sa partie avant. Ce type de tassement différentiel produit un mouvement de rotation qui va dans le sens du renversement de l'unité de fondation.

Le tassement différentiel dans le sens longitudinal d'une même unité de fondation se produit lorsque l'épaisseur de la couche de sol affectée par le tassement varie. Ce type de tassement provoque des fissures verticales dans l'unité de fondation affectée. Il entraîne aussi des efforts de torsion dans le tablier et des fissures dans la dalle. Ce mouvement produit aussi des efforts qui favorisent le glissement latéral des appareils d'appui.

Le tassement différentiel entre les deux culées d'une travée simple ne cause habituellement que des dommages légers; les poutres du tablier peuvent être relevées au besoin, de façon à les maintenir à leur élévation initiale jusqu'à ce que la consolidation soit complétée. La figure 6.5-1 illustre les effets du tassement différentiel.

Les dommages provoqués par un tassement différentiel entre les unités de support d'une structure à travées multiples dépendent du type de structure impliquée.

Structure discontinue

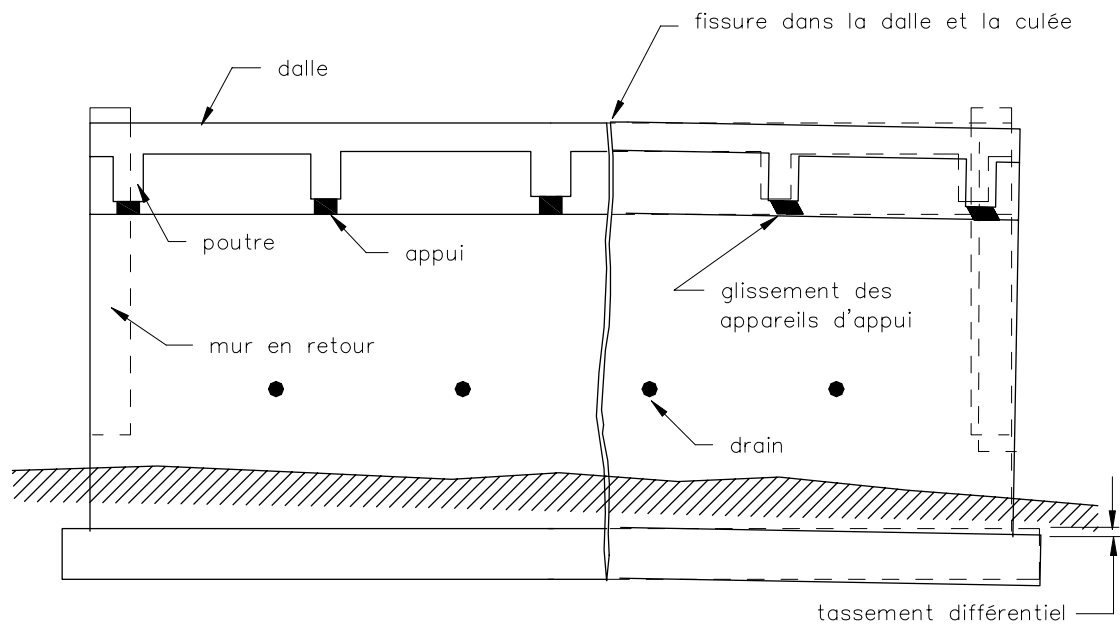
La structure discontinue, c'est-à-dire celle dont le tablier est limité par un joint vis-à-vis chaque unité de support, est habituellement peu affectée par le tassement différentiel, sauf lorsqu'il est très important : les joints permettent aux mouvements de se produire sans causer de dommages qui pourraient affecter l'intégrité de la structure. Tout au plus, le relèvement des assises du tablier et la réfection des joints de dilatation peuvent devenir nécessaires.

Structure continue

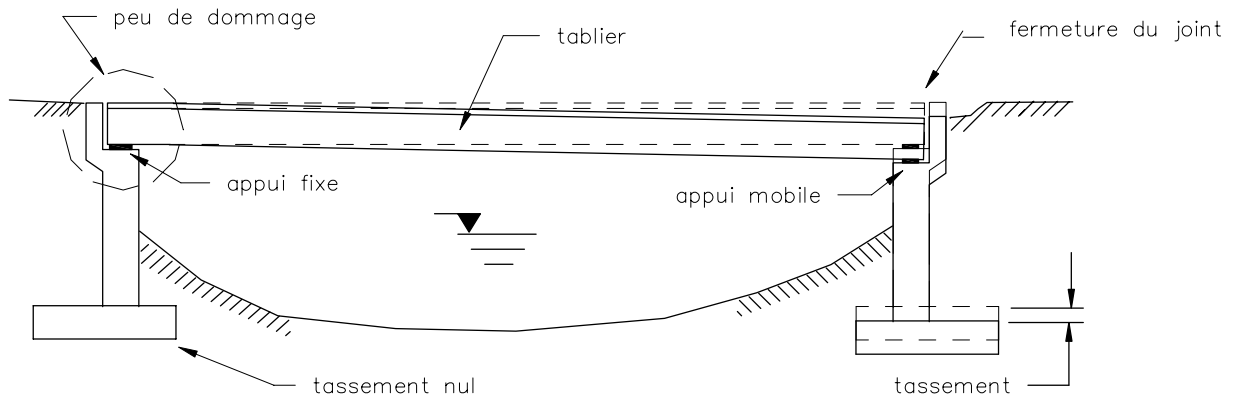
La structure continue peut être très affectée par le tassement différentiel, car le déplacement vertical non uniforme des appuis de la structure implique nécessairement une distribution des efforts à des endroits qui ne sont pas prévus pour les supporter. Les efforts prévus peuvent être complètement inversés vis-à-vis certains points d'appui si le déplacement de ces derniers est important, ce qui peut donc influencer grandement la résistance de la structure.

Le tassement différentiel d'une culée par rapport aux autres éléments de la structure provoque un accroissement des efforts de traction, donc le développement de fissures dans la partie supérieure des éléments du tablier situés immédiatement au-dessus de la pile la plus rapprochée. L'importance de l'accroissement des efforts de traction et des fissures dépend de l'ampleur du tassement de la culée par rapport à la pile adjacente. La figure 6.5-2 montre l'effet du tassement différentiel d'une culée sur le tablier.

Le tassement différentiel d'une pile produit des efforts de traction et des fissures dans la partie inférieure des éléments du tablier situés immédiatement au-dessus de la pile affectée par le mouvement. L'importance des efforts de traction et des fissures est aussi fonction de l'ampleur du tassement de la pile par rapport aux unités de fondation adjacents. La figure 6.5-3 montre l'effet du tassement différentiel d'une pile sur le tablier.



TASSEMENT DIFFÉRENTIEL D'UNE CULÉE



TASSEMENT DIFFÉRENTIEL ENTRE 2 CULÉES

Figure 6.5-1 Effet du tassement différentiel

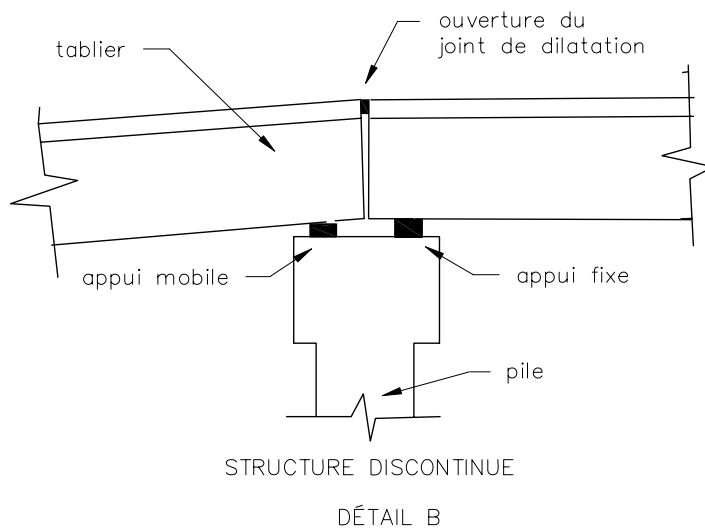
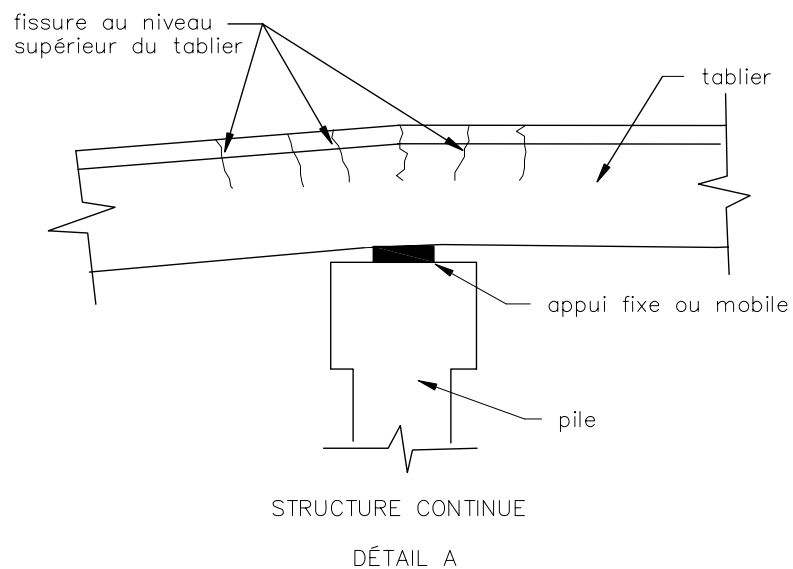
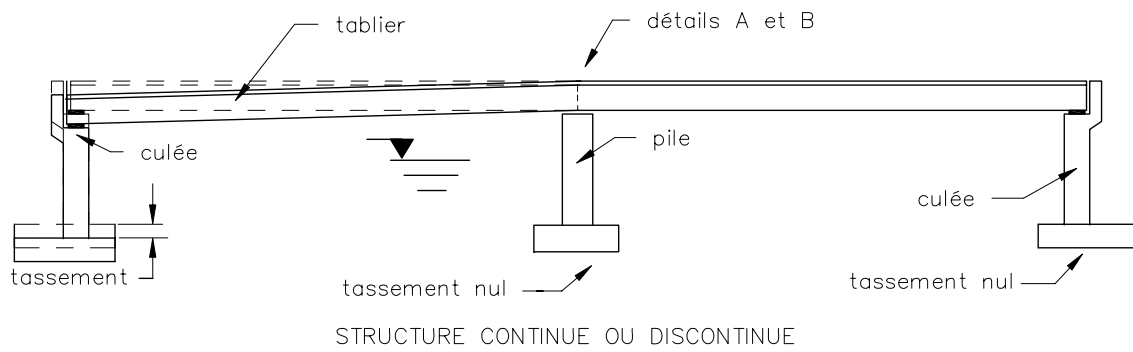
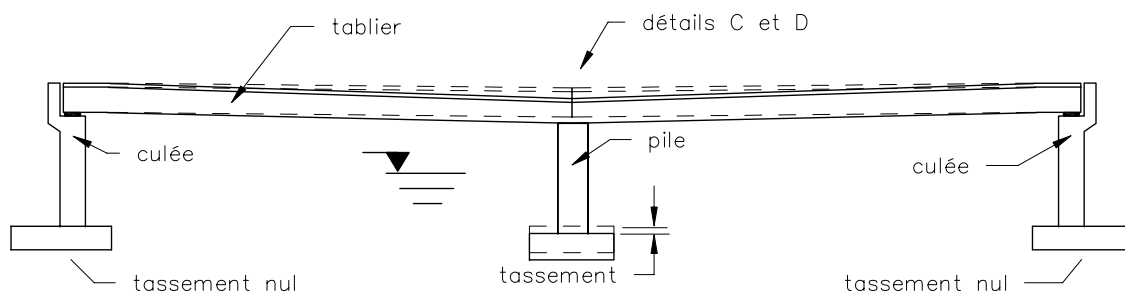
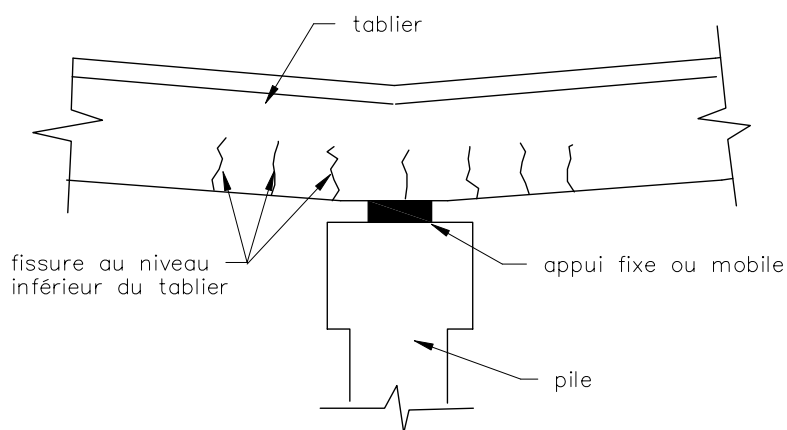


Figure 6.5-2 Effet du tassement différentiel d'une culée sur le tablier

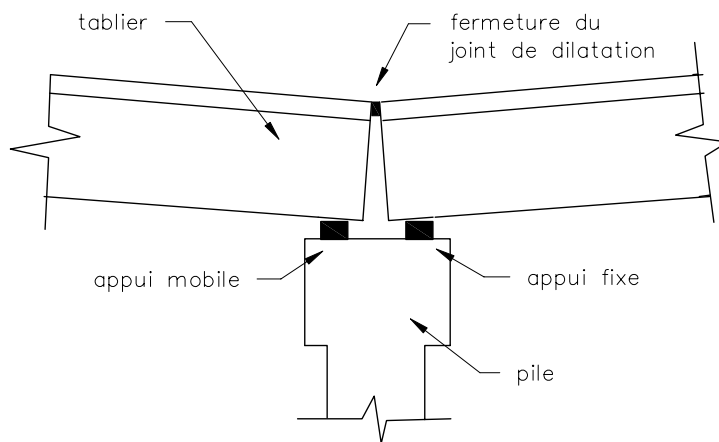


STRUCTURE CONTINUE OU DISCONTINUE



STRUCTURE CONTINUE

DÉTAIL C



STRUCTURE DISCONTINUE

DÉTAIL D

Figure 6.5-3 Effet du tassement différentiel d'une pile sur le tablier

6.5.2 Les autres mouvements

Le mouvement latéral ou la rotation d'une culée ou d'une pile peuvent entraîner le renversement des appareils d'appui à pendule et produire le déplacement vertical non uniforme des appuis de la structure, donc des dommages équivalents à ceux produits par le tassement différentiel.

Les mouvements des caissons à claire-voie en bois des ponts acier-bois peuvent jusqu'à un certain point être tolérés, car la flexibilité du bois fait que les pièces qui constituent les unités de support et le plancher peuvent s'adapter à des déplacements sans causer de préjudices à l'ensemble de la structure. Il est donc possible d'être moins exigeant sur la qualité du matériau de fondation des ponts acier-bois. C'est d'ailleurs cette particularité qui fait que ce type de pont peut être construit à un coût beaucoup moindre que d'autres types.

6.6 LA DÉTECTION DES MOUVEMENTS DE FONDATION

Les mouvements de fondation peuvent souvent être détectés en observant la structure de manière à découvrir les irrégularités dans sa géométrie. Les lignes formées par les éléments du tablier doivent normalement être parallèles ou perpendiculaires les unes par rapport aux autres; toute déviation ou incompatibilité peut être la conséquence de mouvements au niveau des unités de support.

Une déviation dans l'alignement du dispositif de retenue ou d'un chasse-roue indique le déplacement latéral d'une pile, de même qu'une dépression dans le profil du tablier est souvent la conséquence d'un tassement sous l'unité de fondation.

Cependant, la méthode la plus efficace pour détecter les tassements, et plus spécialement les tassements différentiels, consiste à effectuer un relevé de niveau régulièrement des deux côtés du tablier et de comparer les résultats. Ce type de contrôle permet aussi de suivre l'évolution de la flèche d'un tablier.

Lorsque les appareils d'appuis sur une pile sont mobiles, le déplacement de cette pile peut être détecté en relevant la position du joint du tablier par rapport au centre du chevet ou en comparant la position actuelle des appareils d'appui avec leur position théorique. Lorsque les appareils d'appui sur la pile sont fixes, le mouvement de cette pile peut être détecté en relevant la position de l'ensemble des appareils d'appui de la structure influencée par la position de la pile. La verticalité d'une pile peut aussi être vérifiée à l'aide d'un fil à plomb ou mieux à l'aide d'un théodolite; ces relevés peuvent être effectués régulièrement de manière à pouvoir comparer les résultats. Ces vérifications peuvent aussi être effectuées pour les culées.

La position anormale des appareils d'appui mobiles, de même qu'un joint de dilatation anormalement fermé ou ouvert, peuvent être le signe d'un mouvement de la fondation ou de la superstructure. Dans le cas des appuis à pendule, les anomalies peuvent aussi être le résultat d'une erreur de positionnement lors de leur mise en place.

Un garde-grève fissuré horizontalement au niveau de l'assise ou appuyé contre l'extrémité des poutres du tablier sont d'autres indices qui témoignent d'un déplacement latéral de la culée.

Des fissures verticales dans la semelle et dans le mur d'une culée ou à l'intersection du mur en aile ou en retour avec le garde-grève sont des signes habituels d'un tassement longitudinal de l'unité de fondation.

Les fissures au niveau de la dalle de même que le flambement ou les déformations, tant au niveau des éléments principaux que secondaires du tablier, peuvent aussi être causés par le déplacement des unités de fondation.

6.7 LES MURS DE SOUTÈNEMENT

Les murs de soutènement sont des ouvrages utilisés pour retenir le remblai entre deux paliers. Ces ouvrages sont soumis aux pressions horizontales produites par le remblai ainsi qu'aux surcharges qui le sollicitent.

6.7.1 La stabilité

La poussée des terres qui s'exerce horizontalement tend à déplacer latéralement le mur et à le renverser. Les charges verticales, constituées par le poids du mur lui-même et, s'il y a lieu, par le poids du remblai qu'il supporte, produisent la force de frottement qui empêche le mur de se déplacer latéralement et l'action qui contrebalance le renversement.

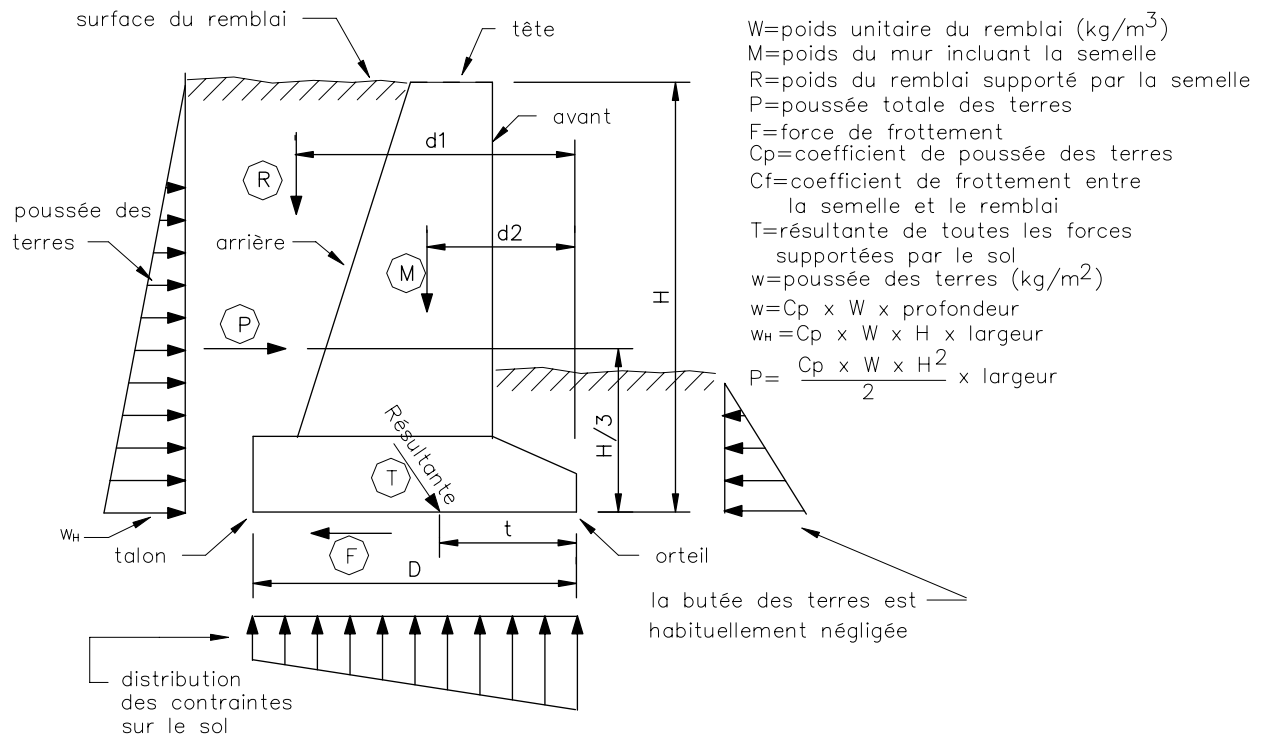
Pour empêcher le déplacement latéral de l'ouvrage, la force de frottement entre le sol et la semelle doit être égale ou supérieure à la poussée horizontale produite par le remblai; pour plus de sécurité on exige que la force de frottement soit au moins 1,5 fois plus grande que la poussée latérale du remblai.

Le frottement peut être augmenté par une clé que l'on enchâsse dans le sol en construisant la semelle de l'ouvrage. Le sol situé en avant du mur constitue aussi une butée qui empêche le déplacement.

Le mur doit être considéré comme en équilibre lorsque l'action stabilisatrice des charges verticales est égale ou supérieure à l'action de renversement produite par la poussée des terres. Cependant, pour plus de sécurité, on exige que l'action stabilisatrice soit au moins 2 fois plus grande que l'action de renversement.

Le sol sur lequel est construit l'ouvrage a toujours une capacité de support déterminée qui ne peut être dépassée sans risque de tassement différentiel ou de rupture de la fondation; les contraintes produites sur le sol par les ouvrages de soutènement sont toujours plus grandes du côté avant de la semelle que du côté arrière. La largeur de la semelle doit donc être prévue de manière à ce que les contraintes produites sous sa partie avant soient toujours inférieures à la capacité de support du sol sur lequel elle repose. De plus, pour assurer une meilleure distribution des contraintes sur le sol, la résultante des forces qui sollicitent la semelle doit se situer à l'intérieur du tiers central de celle-ci. La figure 6.7-1 décrit sommairement les conditions de stabilité d'un mur-poids.

Lorsque le sol de fondation n'a pas la capacité nécessaire pour supporter les charges produites par l'ouvrage, celles-ci doivent être transmises, dans les couches plus profondes du sol, par des pieux. Dans ce type de fondation, la force horizontale de la poussée des terres doit être reprise par l'inclinaison des pieux.



DÉPLACEMENT LATÉRAL

Pour que le mur ne soit pas déplacé latéralement par la poussée des terres, il faut que le frottement développé par la masse du mur et du remblai supportée par la semelle soit plus grande que cette poussée avec un facteur de sécurité de 1,5.

$$\text{Résistance au déplacement latéral : } (M+R)C_f \geq 1,5 P$$

RENVERSEMENT

Pour se renverser, le mur doit tourner autour de son orteil. Pour que le mur soit stable, il faut que l'action stabilisatrice produite par la masse du mur et du remblai supporté par la semelle, par rapport à l'orteil, soit plus grand que l'action de renversement produite par la poussée des terres par rapport à ce même orteil. Le facteur de sécurité doit être de 2,0.

$$\text{Résistance au renversement : } Md_2 + Rd_1 \geq 2,0 PH/3$$

action de renversement

POSITION DE LA RÉSULTANTE

Pour assurer une répartition convenable des contraintes sur le sol de fondation, il faut que la résultante des forces produites par la masse du mur et du remblai ainsi que la poussée des terres, se situe dans le tiers central de la largeur de la semelle.

$$D/3 \leq \frac{Md_2 + Rd_1 - PH/3}{M+R} \leq 2D/3$$

Figure 6.7-1 Condition de stabilité d'un mur-poids aux contraintes admissibles

6.7.2 Les types de murs

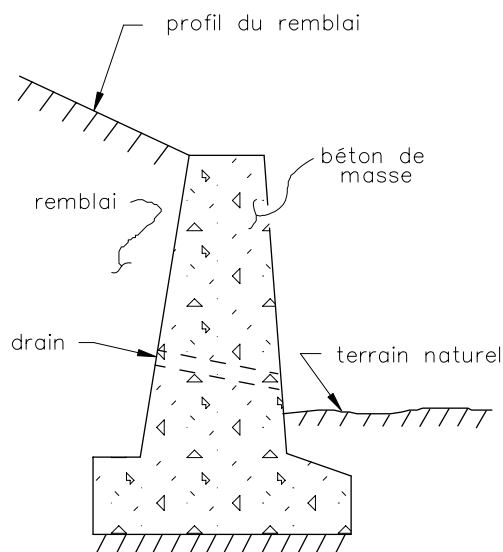
Les murs de soutènement sont identifiés selon le mécanisme qui assure leur stabilité.

Le mur-poids

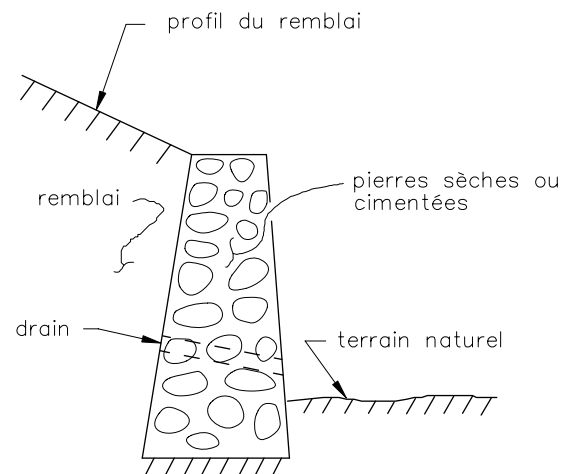
Le mur-poids est conçu de façon à ce que l'action stabilisatrice de son propre poids soit beaucoup plus grande que l'action de renversement produite par la poussée du remblai. Les murs-poids sont habituellement construits en béton de masse (sans armature) car les efforts internes sont nuls ou à peu près, en blocs de béton, en pierres cimentées ou non, en sacs de sable-ciment ou en gabions.

Le mur-caisson à claire-voie est en fait une charpente en bois, en acier ou en béton qui sert de contenant pour un volume de matériaux (gravier ou pierres) d'un poids tel qu'il contrebalance l'action de renversement produite par la poussée des terres, et est considéré comme un mur-poids. Le contenant doit avoir la rigidité nécessaire pour ne pas être déformé par le contenu ou par la poussée des terres.

Le mur en sol renforcé (terre armée), constitué par une paroi reliée à des armatures ancrées dans le remblai de façon à former un massif monolithique, est aussi considéré comme un mur-poids. Les figures 6.7-2 et 6.7-3 illustrent les différents types de murs-poids.



BÉTON DE MASSE



PIERRES SÈCHES OU CIMENTÉES

Figure 6.7-2 Murs-poids

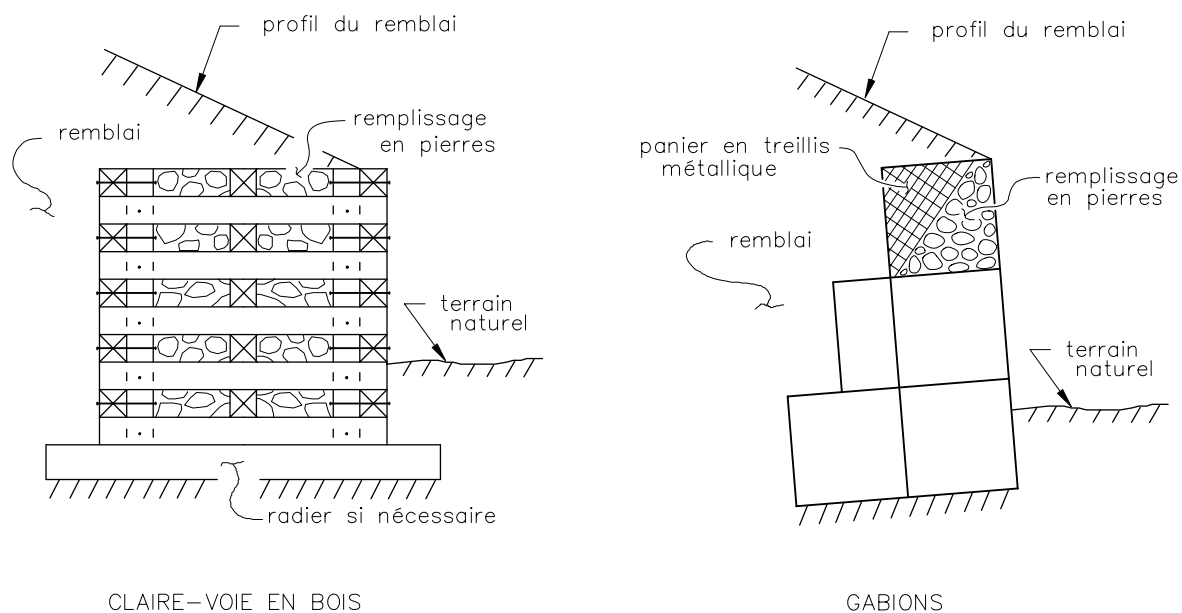


Figure 6.7-3 Murs-poids (suite)

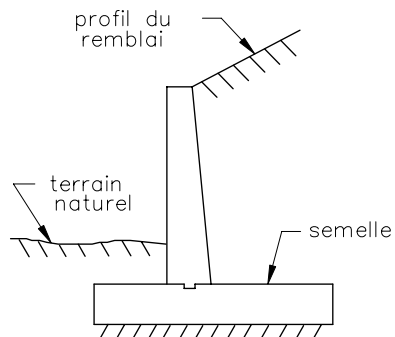
Le mur en porte-à-faux

Le mur en porte-à-faux est un ouvrage pour lequel l'action stabilisatrice est produite par son poids propre et par le poids du remblai déposé sur la partie arrière de sa semelle. Pour ce mur qui est souvent construit en béton armé, les charges tendent à déplacer latéralement la partie supérieure du mur par rapport à sa partie inférieure, ce qui implique des efforts de traction interne surtout au bas du mur du côté arrière et sur le dessus de la semelle à l'arrière du mur et le dessous de la semelle à l'avant du mur. Pour supporter ces efforts, l'épaisseur de la partie inférieure du mur doit être augmentée et des armatures sont nécessaires du côté arrière du mur et sur le dessus de la semelle, aussi vers l'arrière.

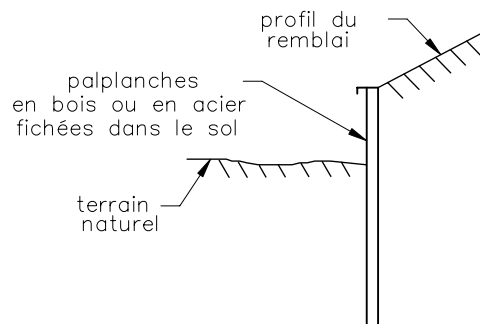
Le mur en porte-à-faux dont la hauteur est supérieure à 7 m peut être consolidé par des contreforts placés à environ tous les 2,5 m. Cette alternative a pour effet de concentrer les efforts de traction interne du mur dans les contreforts et ainsi permettre de réduire au minimum l'épaisseur de la partie inférieure du mur.

Le mur fiché dans le sol est un mur de faible hauteur formé d'un rideau de palplanches en bois ou en acier. Il est considéré comme un mur en porte-à-faux parce que sa paroi retient le remblai par sa seule résistance à la flexion. La figure 6.7-4 illustre différents murs en porte-à-faux et la figure 6.7-5 illustre l'emplacement des armatures principales dans un mur en porte-à-faux et à contreforts en béton armé.

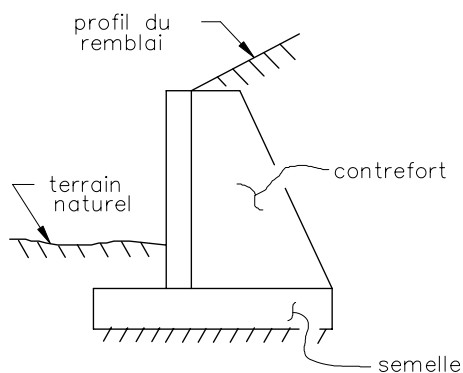
Le mur berlinois, formé par une dalle mince en béton ou par des pièces de bois appuyées sur des pieux en acier ou en bois fichés dans le sol est aussi un mur en porte-à-faux.



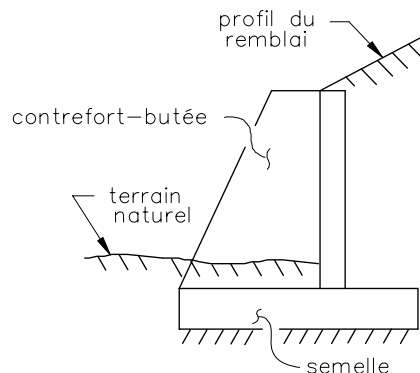
BÉTON ARMÉ



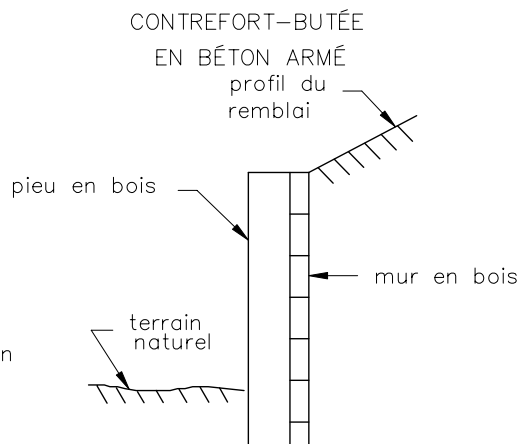
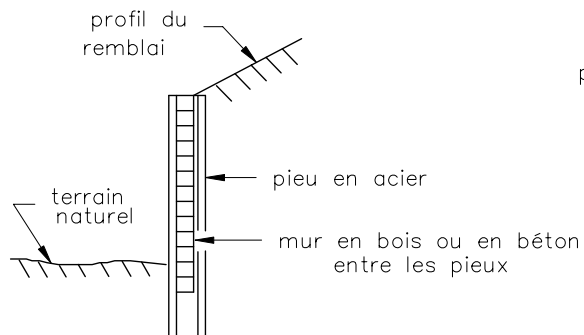
RIDEAU DE PALPLANCHES



CONTREFORT
EN BÉTON ARMÉ

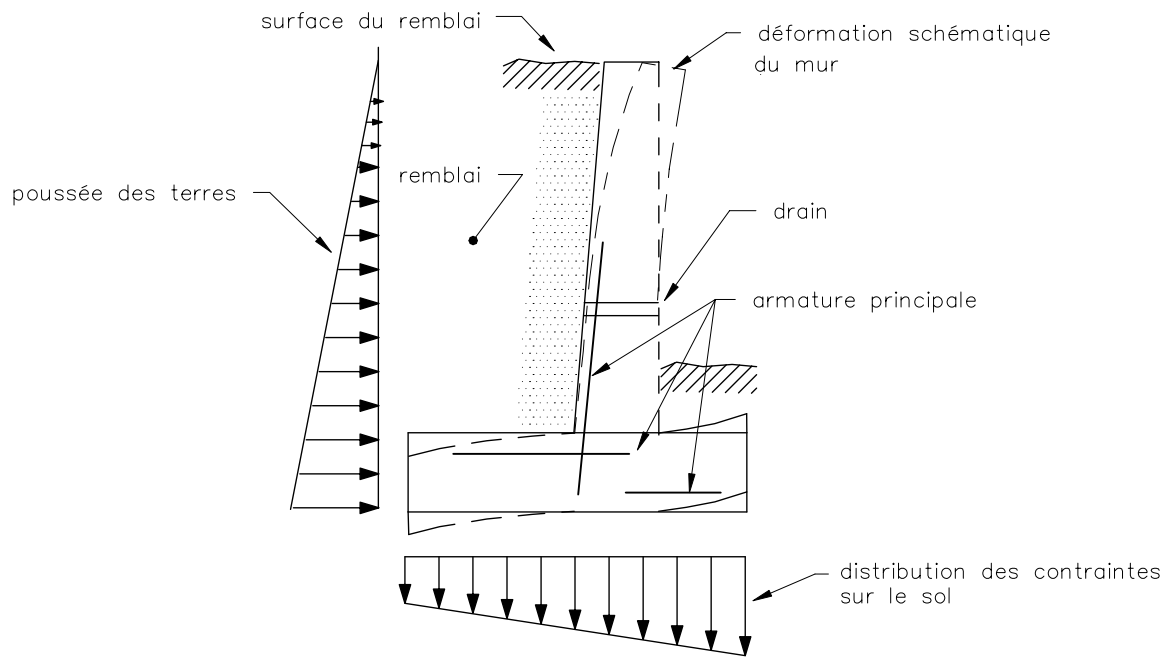


CONTREFORT-BUTÉE
EN BÉTON ARMÉ

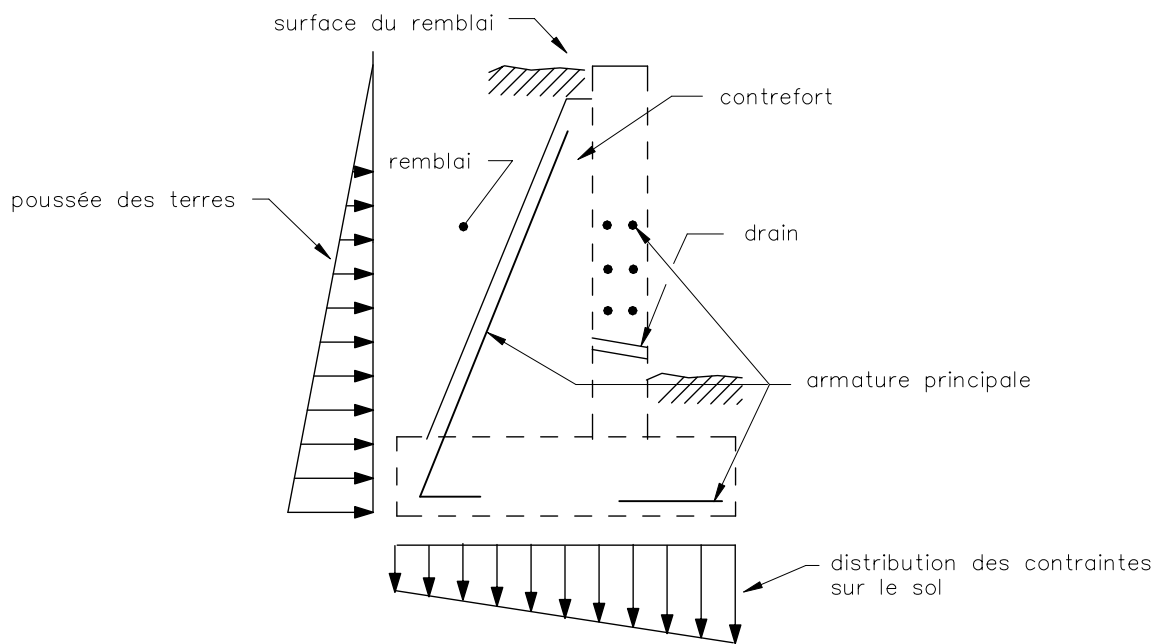


MURS BERLINOIS

Figure 6.7-4 Murs en porte-à-faux



MUR EN PORTE-À-FAUX



MUR À CONTREFORTS

Figure 6.7-5 Position des armatures principales dans un mur en porte-à-faux

Le mur ancré dans le sol

Le mur ancré dans le sol est un mur fiché dans le sol (rideau de palplanches ou mur berlinois) dont la partie supérieure est retenue par des tirants fixés à un bloc d'ancrage; le mur en sol renforcé est un cas particulier de mur-poids qui est en même temps un mur ancré dans le sol.

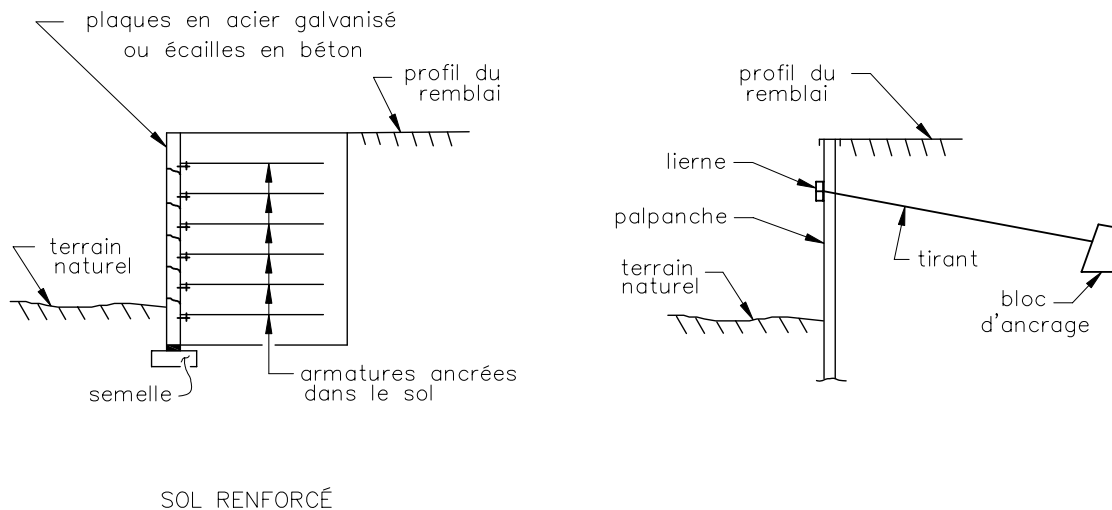


Figure 6.7-6 Murs ancrés dans le sol

6.7.3 Les défauts des murs de soutènement

Le comportement des murs de soutènement peut être affecté par les défauts suivants :

- Le renversement;
- Le déplacement latéral;
- Les défauts de matériaux;
- Le tassement différentiel;
- L'affouillement ou l'érosion;
- La détérioration de la semelle;
- La détérioration des pieux.

Le renversement

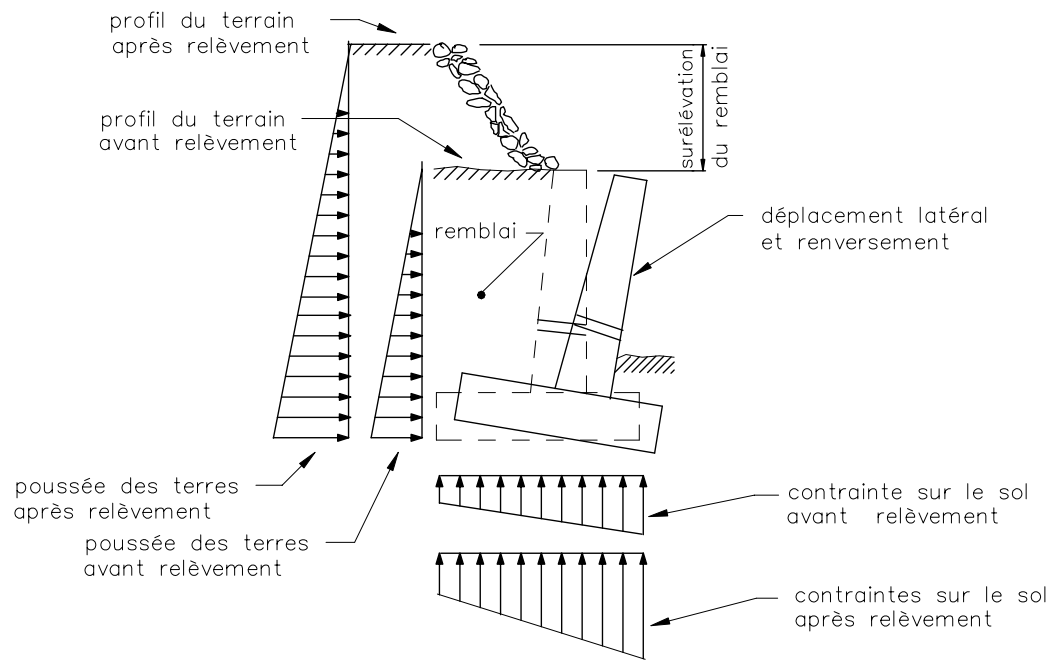
Un mur renverse lorsque l'action stabilisatrice des charges verticales est trop faible pour contrebalancer les forces de renversement produites par la poussée des terres.

Pour les ouvrages en place depuis un certain temps, ce défaut ne peut être provoqué que par une augmentation importante de la poussée des terres ou par une diminution de la capacité de support de la fondation. L'augmentation de la poussée des terres peut être causée par le relèvement de la hauteur du remblai à supporter et par la présence de l'eau retenue derrière le mur par un mauvais drainage. La diminution de la capacité de support de la fondation peut être causée par l'affouillement et l'érosion du sol de fondation ou par la détérioration de la semelle ou des pieux qui la supportent.

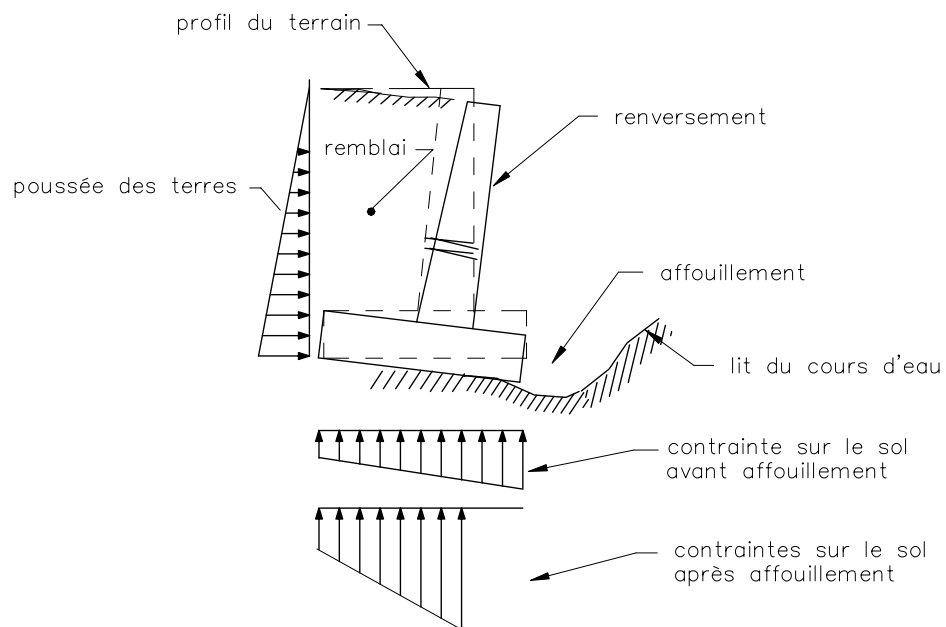
Le déplacement latéral

Un mur se déplace latéralement lorsque la force de frottement produite par les charges verticales est trop faible pour contrebalancer la force horizontale produite par la poussée des terres.

Pour les ouvrages en place depuis un certain temps, ce défaut ne peut être causé que par une augmentation de la poussée des terres ou une diminution de la masse de la butée située devant le mur qui retient une partie de la poussée. L'augmentation de la poussée des terres peut être causée par la rétention de l'eau dans le remblai. La diminution de la butée ne peut être que le résultat de son enlèvement par des travaux d'excavation. Les figures 6.7-7 et 6.7-8 illustrent respectivement le renversement et le déplacement latéral du mur.

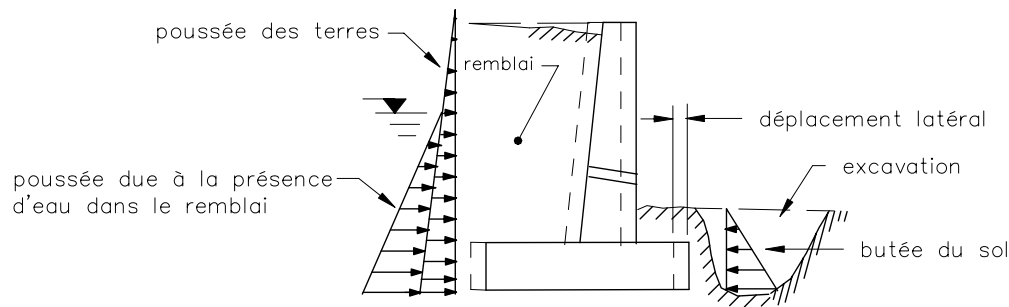


RENVERSEMENT DÛ À L'AUGMENTATION DE LA HAUTEUR DU REMBLAI



RENVERSEMENT DÛ À L'AFFOUILLEMENT

Figure 6.7-7 Renversement du mur



DÉPLACEMENT LATÉRAL DÛ À L'EAU DANS LE REMBLAI

Figure 6.7-8 Déplacement latéral du mur

Les défauts de matériaux

Les défauts de matériaux du béton, de l'acier, du bois et de la maçonnerie peuvent, lorsqu'ils sont importants, affecter le comportement de l'ouvrage.

Le bombement des caissons, l'écrasement des pièces de bois à leurs points de rencontre, la fuite des pierres ou de la terre de remplissage sont des exemples de défauts importants qui affectent les caissons à claire-voie en bois. La rupture des broches des paniers de gabions causée par la corrosion, la désagrégation importante du béton dans la partie inférieure d'un mur en porte-à-faux, la corrosion ou la pourriture des pieux et des pièces de bois dans les murs de type berlinois, l'eau et le sable qui fuient par les joints entre les plaques d'acier ou les écailles en béton des murs en terre armé sont d'autres défauts de matériaux qui affectent le comportement des murs de soutènement.

Les autres défauts

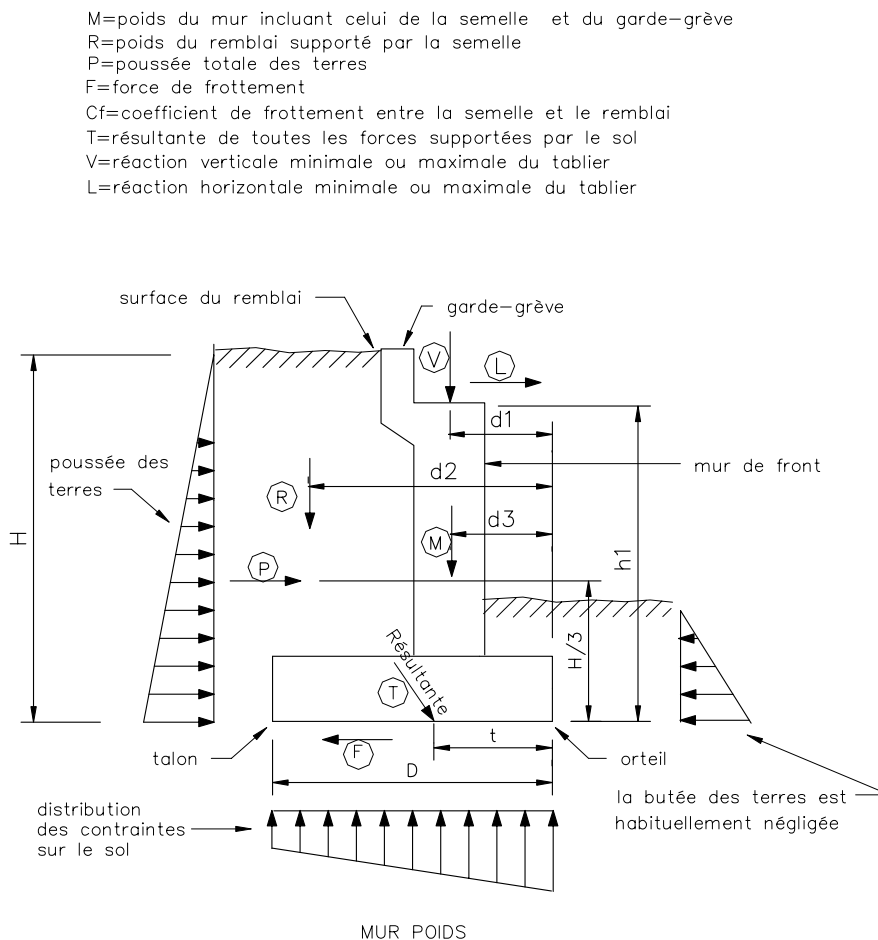
Le tassement différentiel, l'affouillement, l'érosion ainsi que les défauts comme la détérioration de la semelle ou des pieux ont aussi été traités aux sections 6.4 et 6.5.

Les mouvements de rotation importants, dus au tassement différentiel ou causés par l'affouillement, l'érosion ou la détérioration de la semelle ou des pieux donnent l'apparence qu'un ouvrage est sur le point de renverser. Ils sèment des doutes quant à la fiabilité et il devient alors nécessaire de les consolider ou de les remplacer.

Le déplacement latéral et le tassement différentiel sont les mouvements qui affectent le plus souvent les murs de soutènement. Des problèmes de surcharge dus à des matériaux de remblayage inadéquats ou à un mauvais drainage sont souvent à l'origine de ces comportements. Des drains obstrués et l'eau qui suinte à travers les joints et les fissures sont des indications de la présence d'eau dans le remblai.

6.8 LES CULÉES

Les culées sont des ouvrages de soutènement qui ont aussi pour fonction de supporter l'extrémité d'un pont; en plus de devoir supporter la poussée des terres produites par le remblai d'approche, les culées doivent supporter les forces horizontales et verticales provenant de la superstructure. Ces forces doivent donc être ajoutées à celles qui s'appliquent aux ouvrages de soutènement pour le calcul de la stabilité. La figure 6.8-1 illustre les conditions de stabilité d'une culée en porte-à-faux.



Résistance au déplacement $(M+R+V)C_f \geq 1.5 (P+L)$

Résistance au renversement $Vd1+Rd2+Md3 \geq 2.0(PH/3+Lh1)$

Position de la résultante $D/3 \leq \frac{Vd1+Md3+Rd2-(PH/3+Lh1)}{V+M+R} \leq 2D/3$

Figure 6.8-1 Conditions de stabilité d'une culée en porte-à-faux aux contraintes admissibles

6.8.1 Les types de culées

À peu près tous les murs de soutènement peuvent être modifiés de façon à constituer une culée. Cependant, la grande majorité des culées existantes sont des culées-poids ou des culées en porte-à-faux.

Les culées peuvent être construites en béton armé, en acier, en bois, en maçonnerie ou avec une combinaison de ces matériaux.

La fondation des culées se situe habituellement un peu plus bas que le terrain naturel ou que le lit de la rivière. Les culées doivent donc être conçues pour retenir la hauteur complète du remblai d'approche de la structure.

Pour certaines culées, cependant, le mur de front peut être remplacé par des colonnes de façon à ne retenir que la partie supérieure du remblai, la partie inférieure pouvant s'étendre entre les colonnes et en avant de l'ouvrage.

La culée peut aussi être construite directement sur la partie supérieure du remblai, ce qui permet de diminuer considérablement sa hauteur.

La culée creuse est constituée par un arrangement pile-culée sur remblai joints à leur partie supérieure par un tablier et de chaque côté par un mur vertical.

Les culées des ponts acier-bois sont habituellement constituées par des caissons à claire-voie en bois remplis de pierres.

Les semelles et les béquilles des portiques en béton armé sont considérées comme des éléments d'une culée. Les figures 6.8-2, 6.8-3 et 6.8-4 illustrent différentes culées.

La fondation de la culée peut être superficielle ou profonde. Dans le cas d'une fondation profonde, les forces horizontales produites par la structure et la poussée des terres doivent être reprises par l'inclinaison des pieux.

Les ponts à béquilles en béton armé dont les travées d'approche sont en porte-à-faux, les ponceaux rectangulaires en béton armé, les ponceaux circulaires, elliptiques ou arqués en acier ainsi que les ponceaux voûtés en béton armé ou en acier sont des ouvrages qui ne comportent pas de culées. La figure 6.8.5 illustre ces ouvrages.

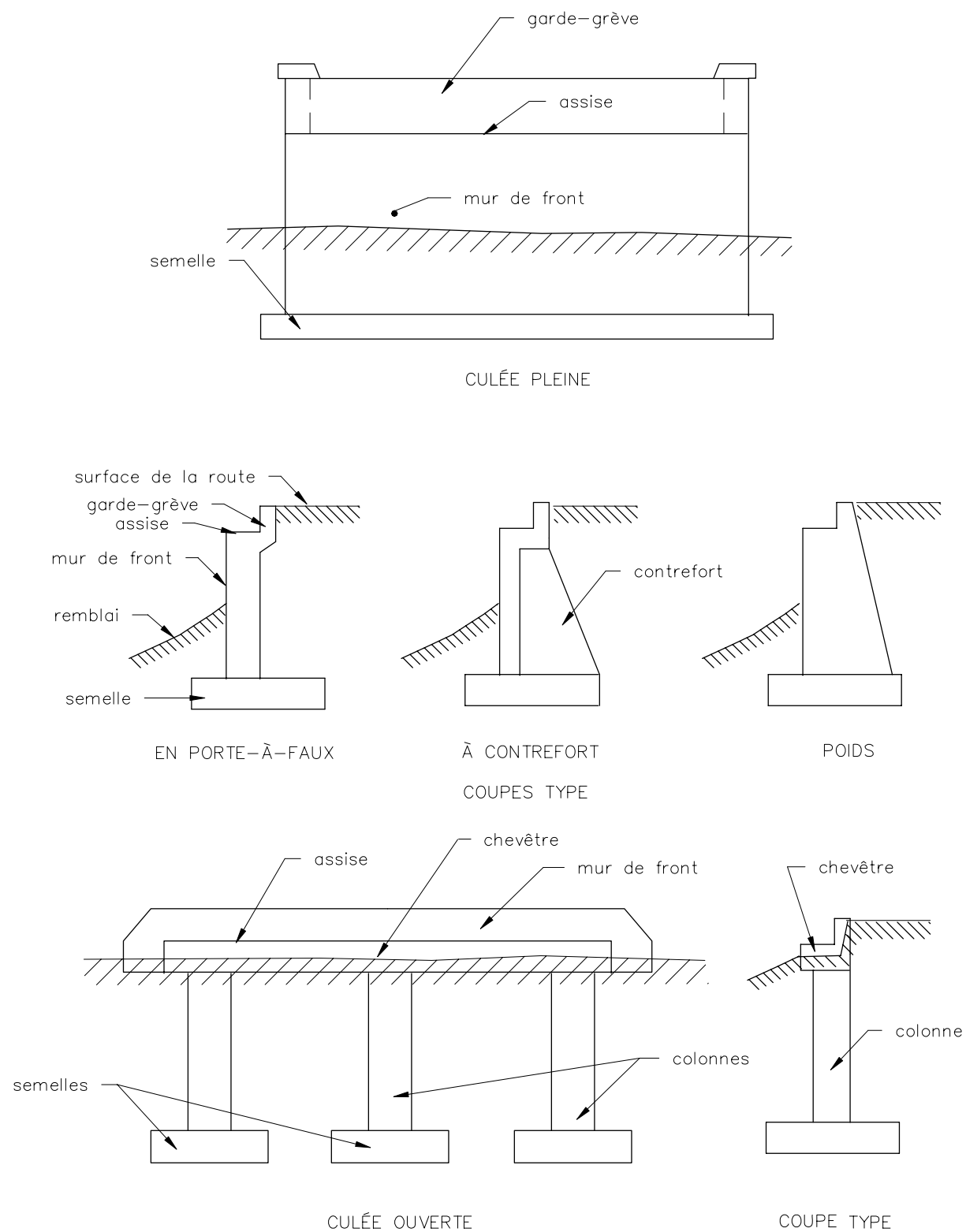
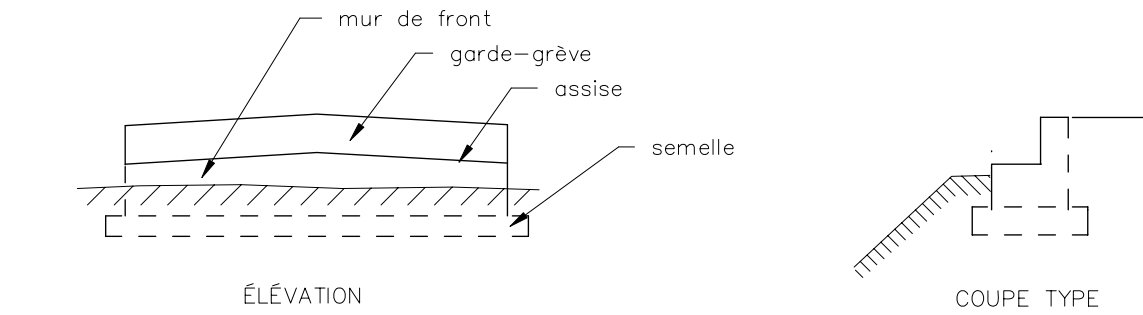
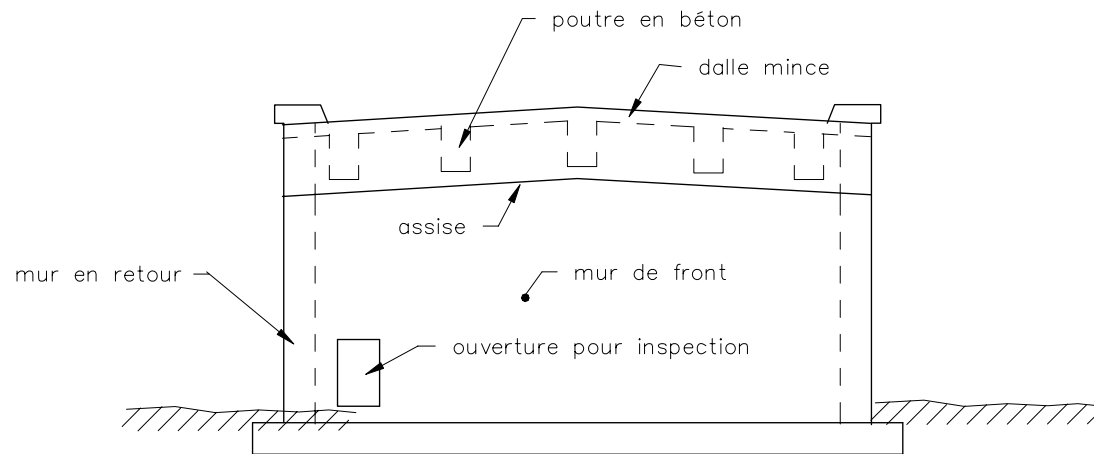


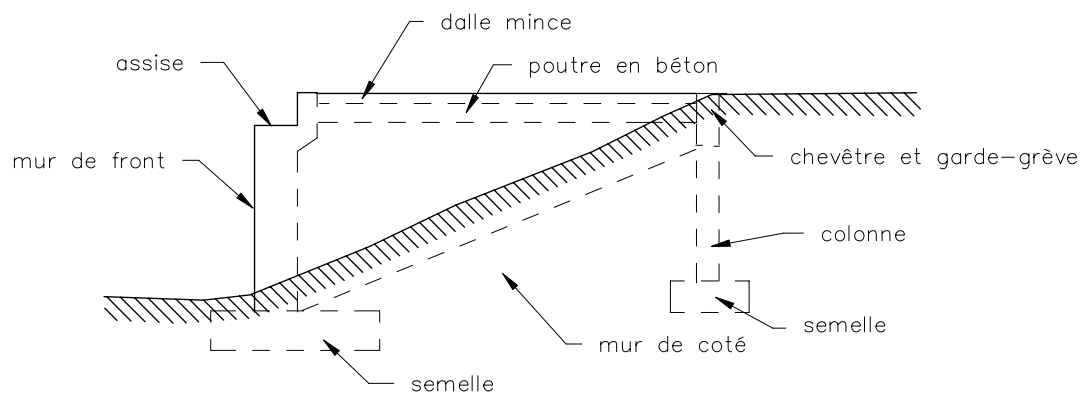
Figure 6.8-2 Culées



CULÉE SUR REMBLAI

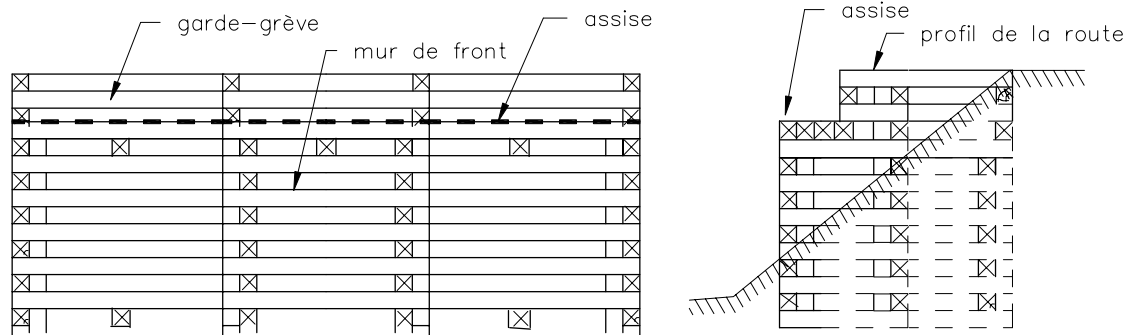


CULÉE CREUSE - ÉLÉVATION

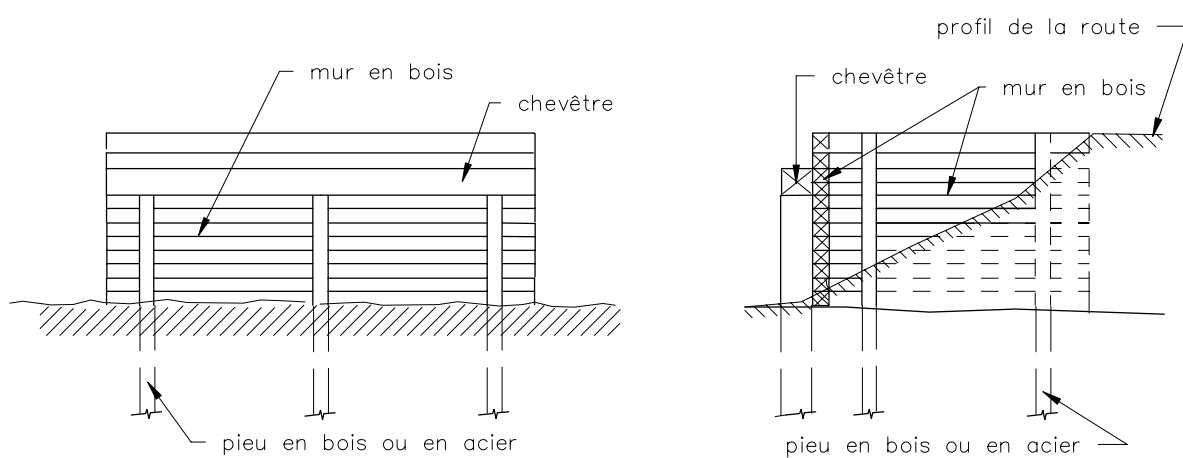


CULÉE CREUSE - PROFIL

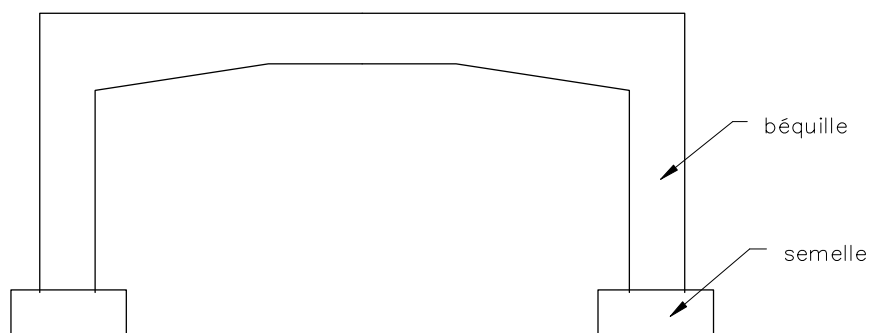
Figure 6.8-3 Culées (suite)



CAISSON À CLAIRE-VOIE EN BOIS

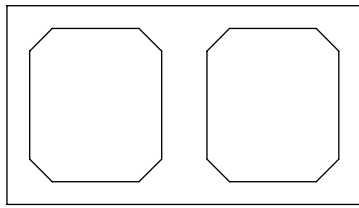


CULÉE EN MUR BERLINOIS

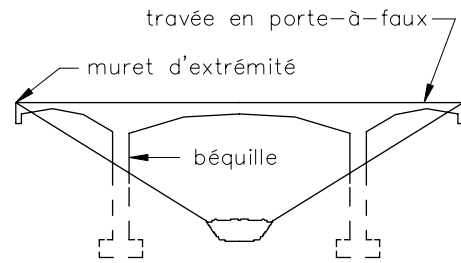


PORTIQUE EN BÉTON ARMÉ

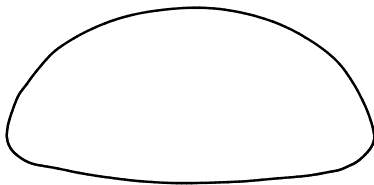
Figure 6.8-4 Culées (suite)



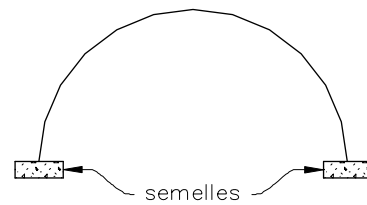
PONCEAU RECTANGULAIRE
EN BÉTON ARMÉ



PONT AVEC TRAVÉES D'EXTRÉMITÉ
EN PORTE-À-FAUX



PONCEAU CIRCULAIRE , ELLIPTIQUE
OU ARQUÉ EN ACIER



PONCEAU VOÛTÉ EN ACIER
OU EN BÉTON ARMÉ

Figure 6.8-5 Ouvrages sans culée

6.8.2 Les murs en aile et les murs en retour

Les murs en aile et les murs en retour sont aussi des ouvrages de soutènement que l'on ajoute à la culée pour contenir le remblai d'approche de façon à l'empêcher de s'étendre trop loin en avant de celle-ci.

Les murs en retour sont ceux placés parallèlement à la voie de circulation. Les murs en aile, quant à eux, sont situés dans le prolongement du mur de front.

Les murs en aile sont habituellement des murs de soutènement avec leur propre fondation. Les murs en retour longs sont aussi constitués comme un mur de soutènement, mais lorsqu'ils ont une longueur inférieure à 5 m, ils sont habituellement retenus en porte-à-faux par le mur de front de la culée. Les figures 6.8-6 et 6.8-7 illustrent respectivement les murs en aile et les murs en retour.

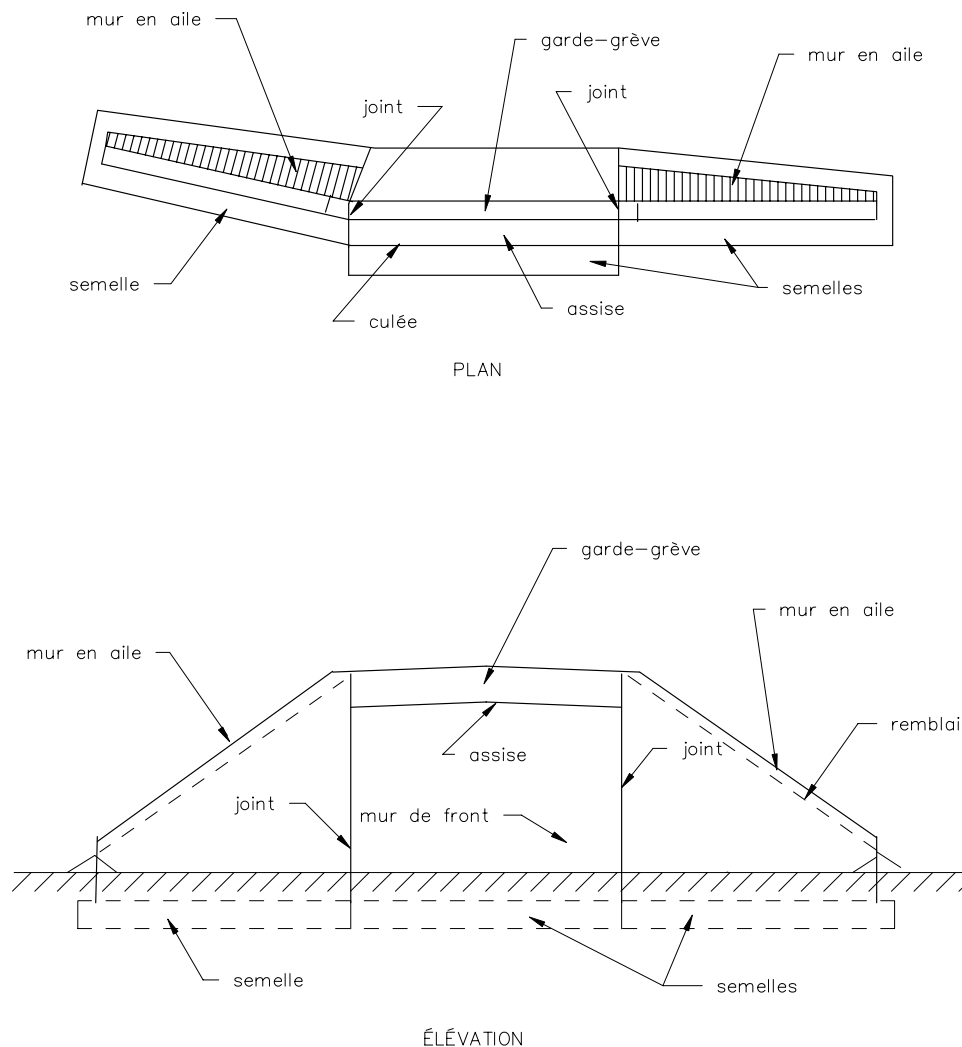


Figure 6.8-6 Murs en aile

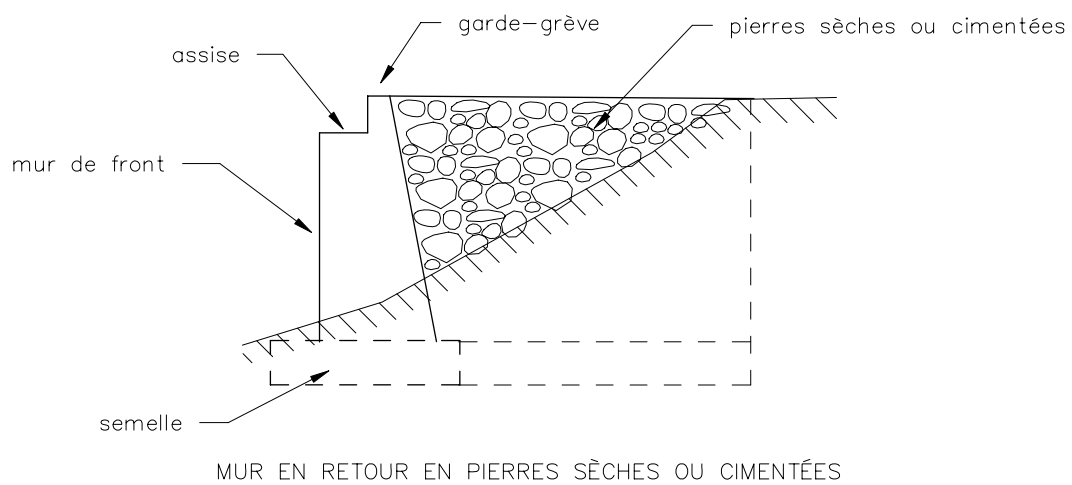
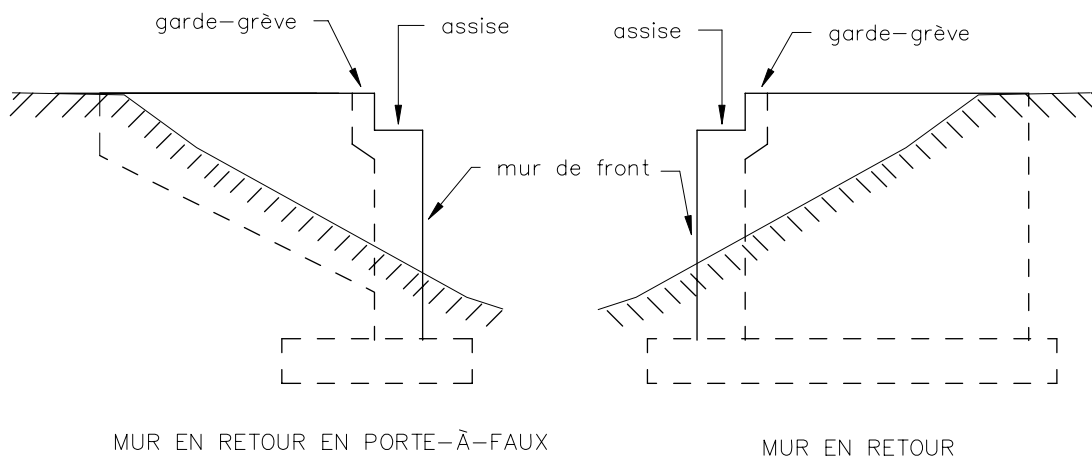
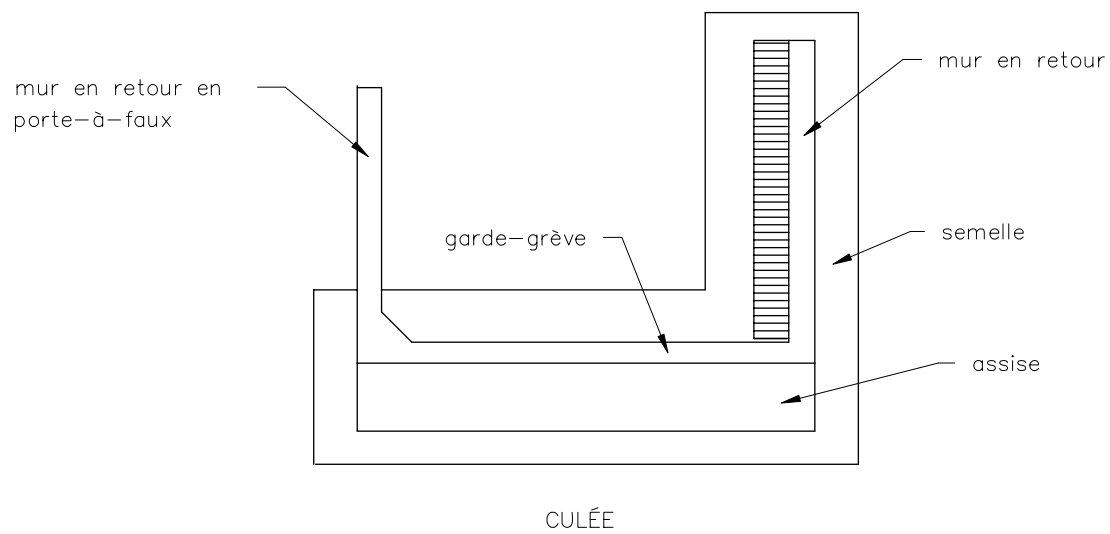


Figure 6.8-7 Murs en retour

6.8.3 Les défauts des culées

Le comportement des culées est affecté par les défauts suivants :

- Le renversement;
- Le déplacement latéral;
- Le tassement différentiel;
- L'affouillement et l'érosion;
- La détérioration de la semelle;
- La détérioration des pieux;
- Les défauts de matériaux.

Ces défauts sont les mêmes qui affectent les murs de soutènement et ont déjà été décrits aux sections 6.4.2, 6.5.1 et 6.7.3. Cependant, les commentaires suivants s'ajoutent à ceux précédemment énumérés.

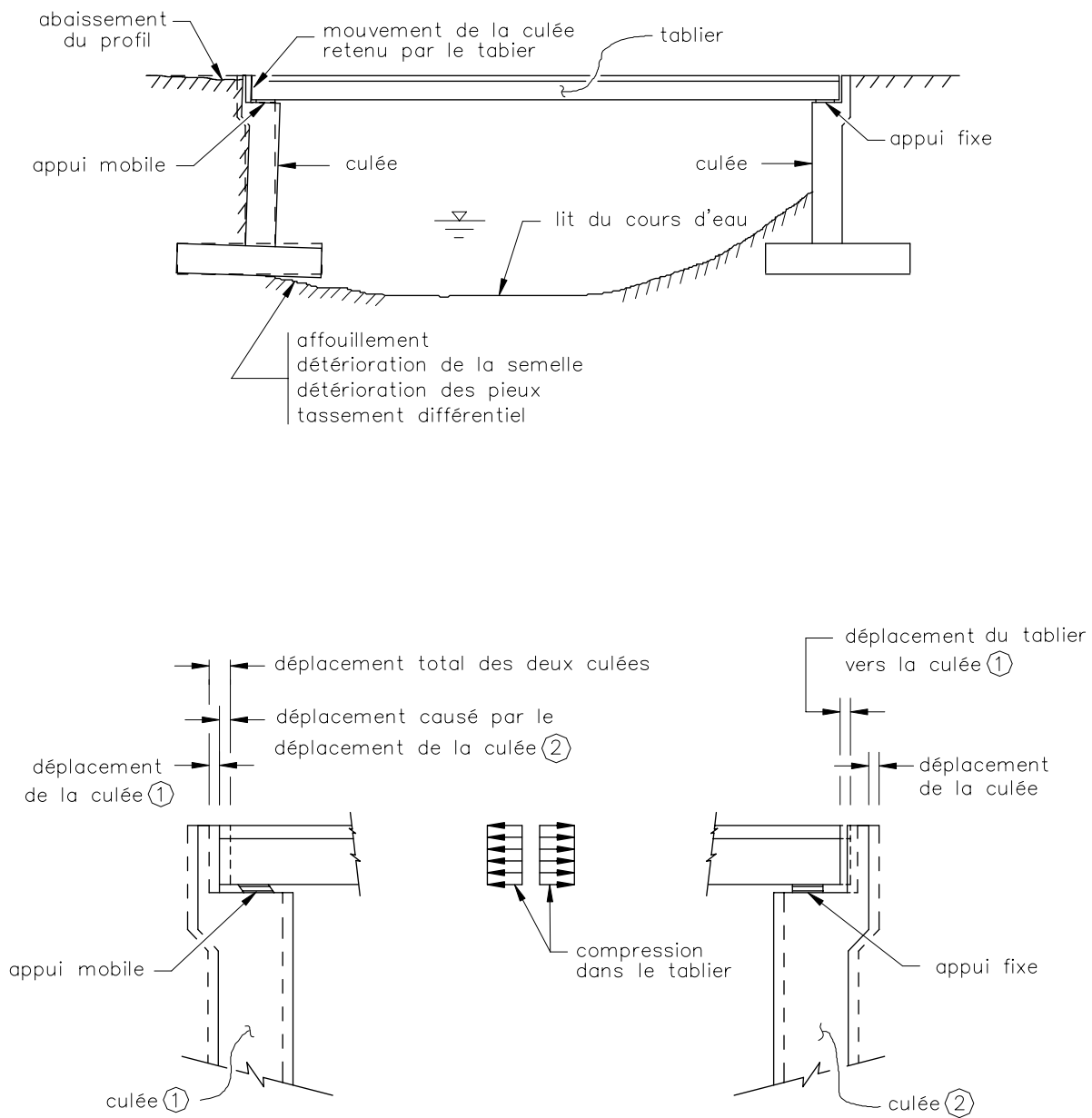
Les effets des mouvements de culées

Le mouvement de renversement de la culée ne se produit habituellement pas parce qu'il est empêché par la butée du garde-grève contre le tablier de la structure. Pour que ce mouvement continue, il faut que le garde-grève se sépare de la culée ou que le tablier de la structure cède sous la pression, ce qui ne se produit jamais parce que les efforts engendrés par le mouvement de rotation dans ses éléments sont habituellement trop faibles pour provoquer de tels dommages.

Le déplacement latéral et le tassement différentiel sont les mouvements qui affectent le plus souvent les culées. Des problèmes de surcharge dus à des matériaux de remblayage difficiles à drainer ou à un mauvais drainage sont souvent à l'origine de ces défauts.

Le déplacement latéral et le tassement différentiel qui ont pour effet de déplacer la partie supérieure de la culée vers la structure sont souvent limités par le garde-grève qui bute contre la structure.

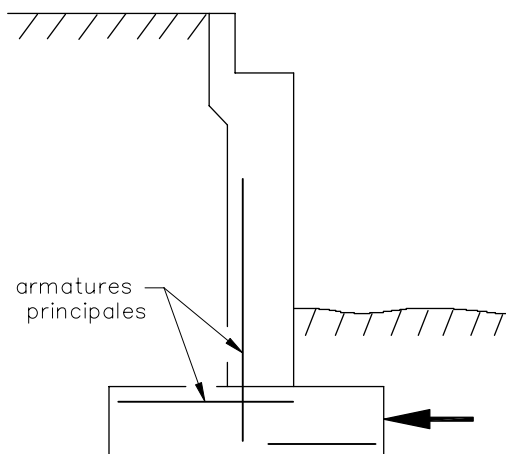
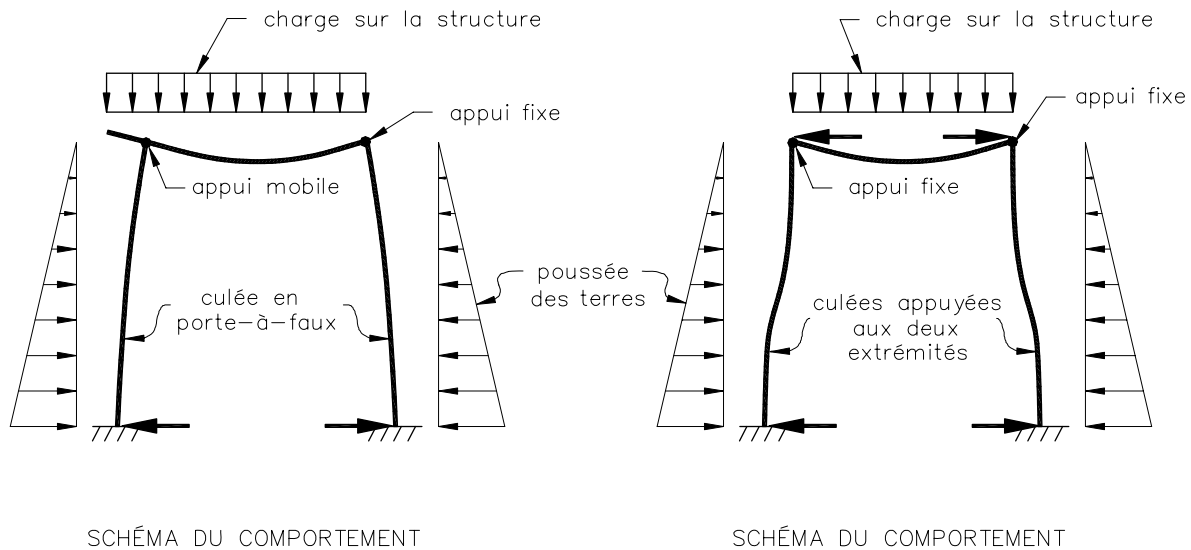
Cette constatation, qui ne peut être faite que du côté de l'appui mobile de la structure, ne permet pas de déterminer la partie du mouvement à attribuer à chacune des deux culées de la structure puisqu'elle est le total du mouvement produit par chacune d'elles. La figure 6.8-8 illustre les mouvements de culées limités par le tablier de la structure.



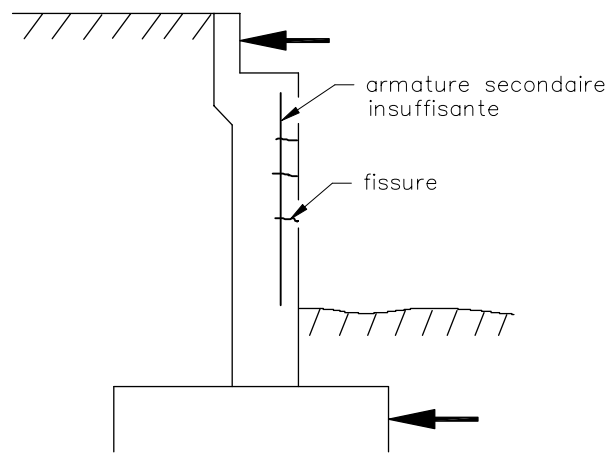
DÉPLACEMENT TOTAL DES DEUX CULÉES

Figure 6.8-8 Mouvements de culées limités par le tablier

À partir du moment où le garde-grève bute contre la structure, les culées ne peuvent plus se déplacer, l'appui mobile de la structure devient un appui fixe et le mur de front de la culée, prévu pour supporter les charges en porte-à-faux, devient une dalle épaisse disposée verticalement, supportée à sa partie supérieure par le tablier de la structure et à sa base par la semelle de la culée. La figure 6.8-9 illustre la modification du comportement d'une culée lorsque le garde-grève bute contre le tablier.



COMPORTEMENT NORMAL D'UNE
CULÉE EN PORTE-À-FAUX



COMPORTEMENT D'UNE CULÉE
LORSQUE LE GARDE-GRÈVE BUTE
CONTRE LE TABLIER

Figure 6.8-9 Modification du comportement d'une culée

Cet arrangement ajouté à la pression exercée par la dilatation de la structure entraîne aussi des efforts de flexion et le cisaillement dans le garde-grève au niveau de l'assise des poutres. Ces efforts peuvent provoquer des fissures importantes et même endommager considérablement le garde-grève au niveau de l'assise.

L'affouillement et la détérioration de la semelle entraînent des contraintes plus grandes sur la partie sollicitée du sol de fondation. Ces contraintes peuvent causer le tassement de la culée lorsque le mouvement de rotation que cet arrangement provoque est restreint par le tablier de la structure.

Ces mouvements de culées provoquent aussi la fermeture du joint de dilatation et occasionnent des mouvements beaucoup plus importants que prévus pour les appareils d'appui. La figure 6.8-10 illustre les effets des mouvements de la culée sur la culée elle-même.

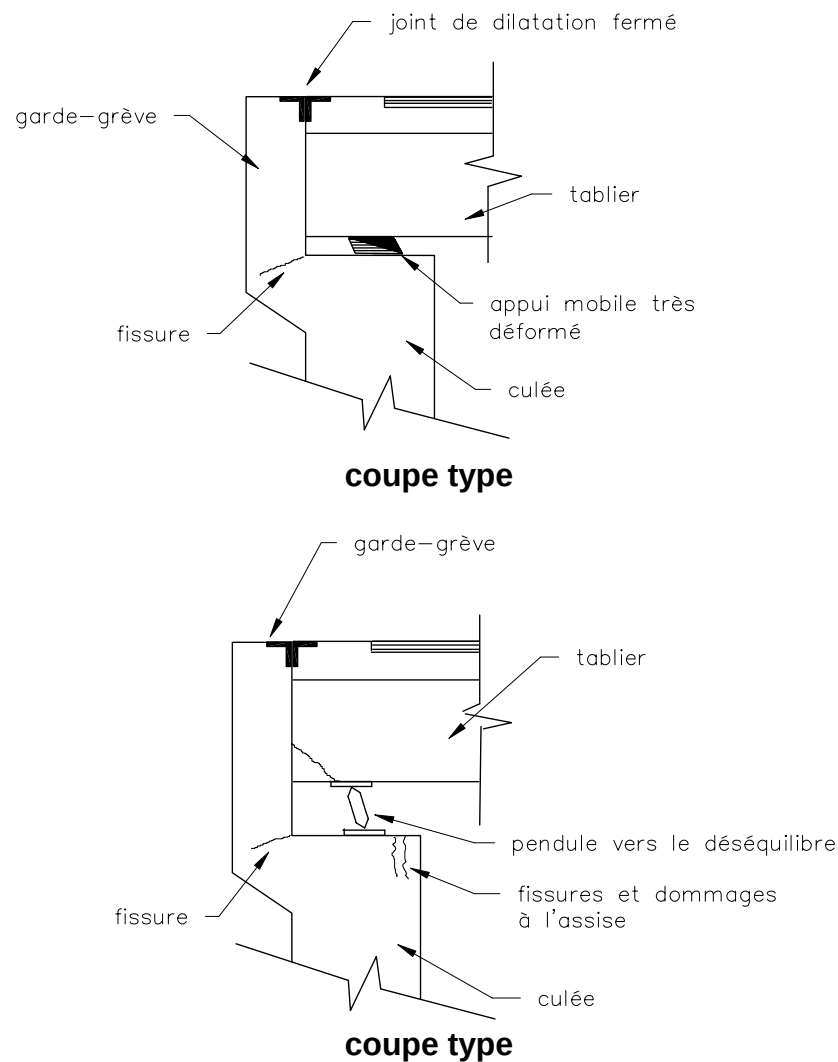
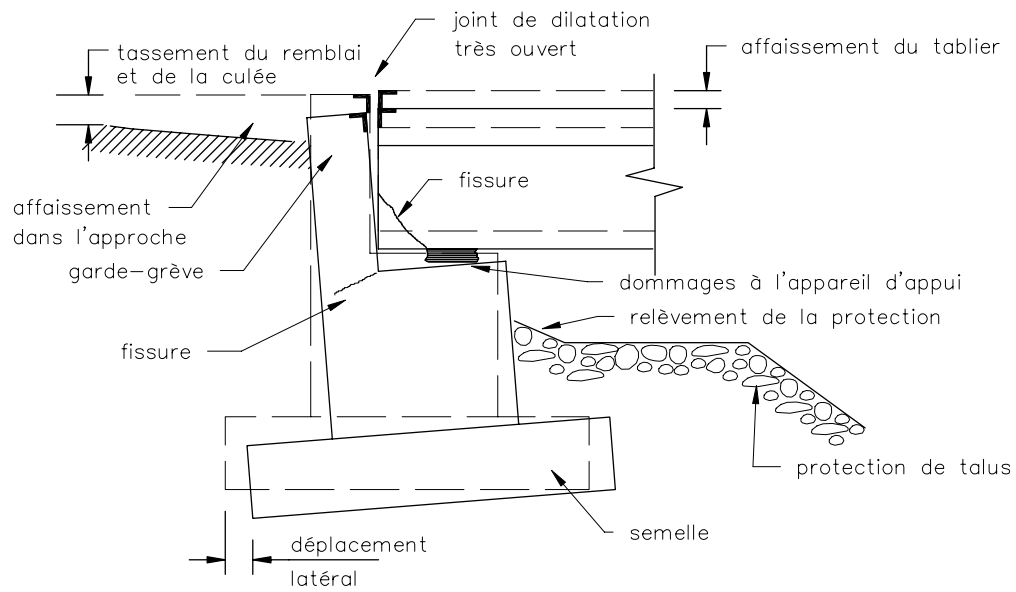


Figure 6.8-10 Effets des mouvements de fondation sur la culée

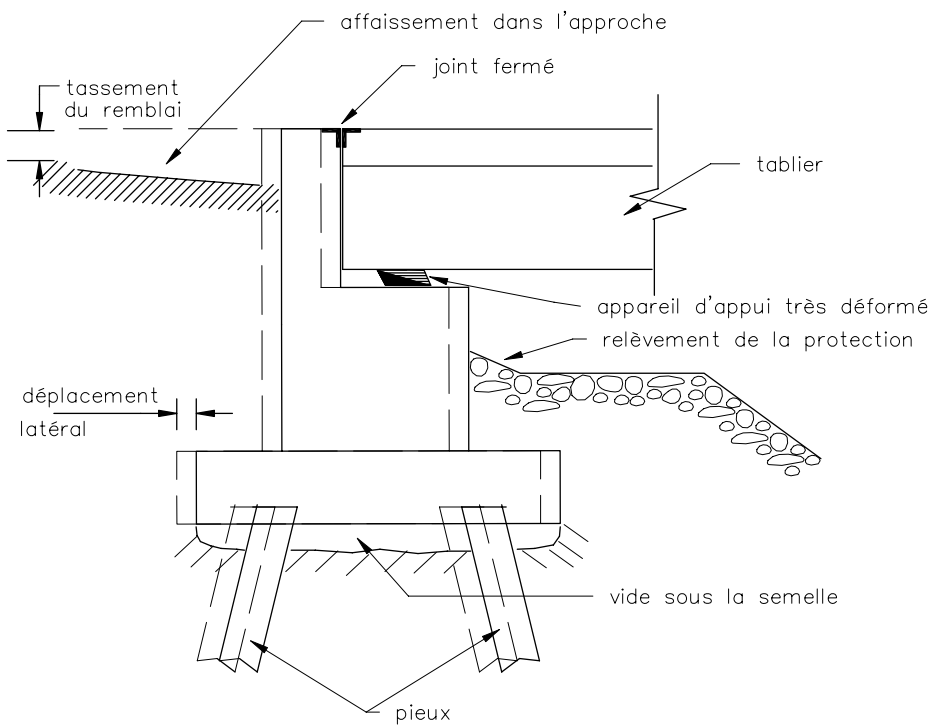
Les effets du tassement du remblai

Pour une culée supportée par un remblai d'approche, le tassement du remblai a pour effet de pousser la partie inférieure de la culée vers l'avant produisant ainsi, en plus du déplacement vertical, un mouvement de rotation vers l'avant. En plus de causer des dommages importants dans le tablier des structures continues, ce mouvement de la culée a aussi pour effet d'endommager le garde-grève, d'agrandir l'ouverture du joint de dilatation et de désorganiser les appareils d'appui.

Pour les culées sur remblai supportées par des pieux, le tassement du remblai engendre des charges additionnelles sur les pieux. Il a aussi pour effet de déplacer latéralement la culée, ce qui occasionne des mouvements plus grands que prévus pour les appareils d'appui. La figure 6.8-11 illustre les effets du tassement du remblai sur les culées sur remblai.



CULÉE SUPPORTÉE PAR UN REMBLAI



CULÉE SUR REMBLAI SUPPORTÉE PAR DES PIEUX

Figure 6.8-11 Effets du tassement du remblai sur les culées sur remblai

Les effets des appuis bloqués

Il arrive souvent que les appuis mobiles tels les appuis à plaques glissantes ou à rouleaux, bloqués par la corrosion ou l'usure, empêchent les mouvements dus à la température de se produire.

Les contraintes de traction produites dans les appareils d'appui par la contraction du tablier et transférées dans l'assise par les boulons d'ancrage de ces appareils ont pour effet de fissurer et d'endommager le béton situé directement sous les appareils d'appui.

Ce défaut a aussi pour effet de produire des efforts de compression et de traction dans les éléments du tablier. Les efforts de compression peuvent provoquer le flambement des membrures en acier de la corde inférieure des poutres triangulées et modifier le type et l'intensité des efforts dans l'ensemble des membrures de la poutre. La figure 6.8-12 illustre les effets des appuis bloqués sur la culée et sur les éléments du tablier.

Les causes des fissures

Les fissures verticales qui se développent dans la semelle et le mur de front de la culée peuvent être causées par :

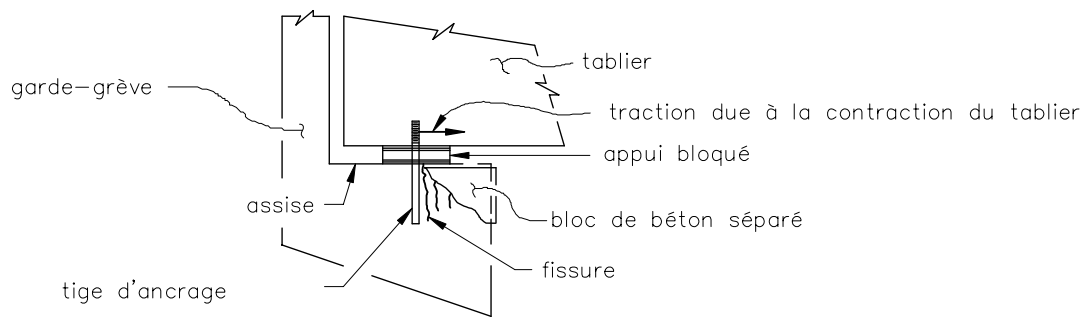
- Le retrait non uniforme du béton;
- Les erreurs de conception;
- Le tassement différentiel.

Le béton de la surface exposée du mur de front de la culée sèche tandis que celui qui est en contact avec le remblai demeure toujours humide. Dans ces conditions, le retrait peut provoquer des fissures de traction dans le mur.

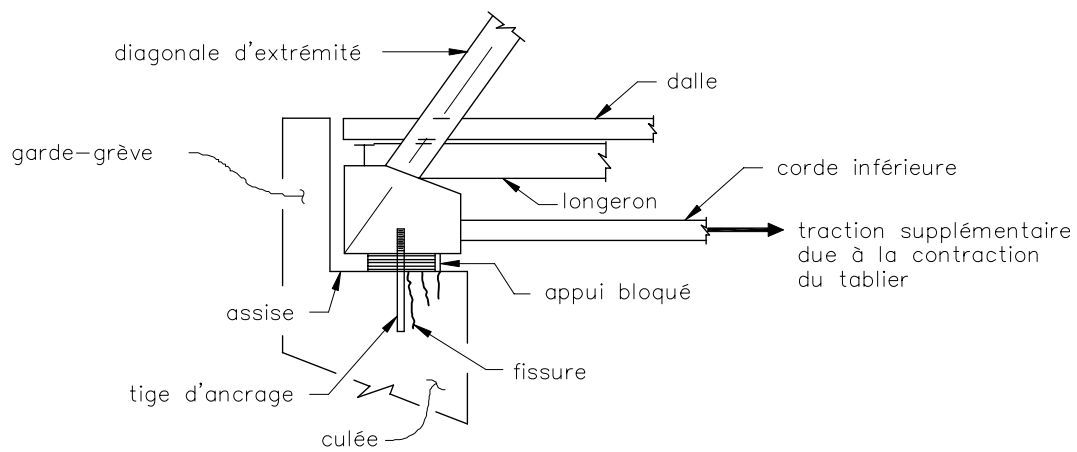
Dans la conception des culées, on assume que les murs en retour n'ont aucune influence sur la culée alors qu'en réalité ils servent un peu de contreforts. Cette considération fait que le mur de front de la culée peut être sollicité en flexion longitudinale entre les contreforts, ce qui nécessite des armatures horizontales dans la face avant du mur. Dans les culées plus anciennes, les armatures horizontales sont souvent concentrées sur la face arrière des murs; il est donc possible que des fissures verticales se développent sur la face avant de ces culées.

Les murs en aile et les murs en retour sont aussi conçus comme s'ils étaient indépendants de la culée alors qu'en réalité ils sont toujours reliés. Le moindre tassement des murs en aile et des murs en retour provoque donc des tractions non prévues et des fissures à leur jonction avec le mur de front de la culée.

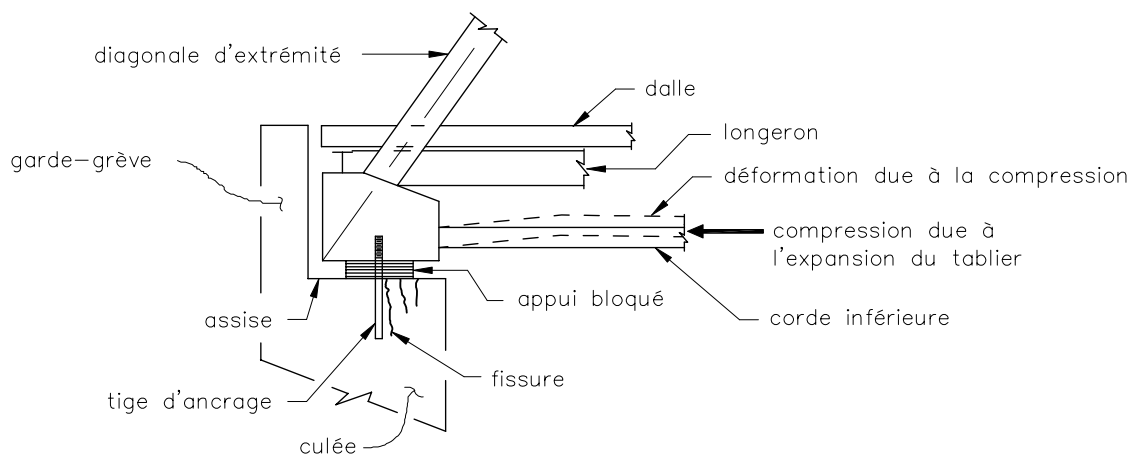
Le tassement différentiel qui se produit dans le sens longitudinal de la culée provoque habituellement des fissures dans le garde-grève, le mur de front et même dans la semelle de la culée.



ASSISE DE LA CULÉE



POUTRE TRIANGULÉE



POUTRE TRIANGULÉE

Figure 6.8-12 Effets des appuis bloqués

La travée fixe ou encastrée dans les deux culées

On assume régulièrement que les ponts d'une seule travée ont toujours une extrémité mobile et que les culées qui les supportent sont des culées-poids ou en porte-à-faux. Cependant, il arrive que la travée soit fixée aux deux culées et quelquefois encastrée aux deux culées.

Dans le premier cas, le mur de front de la culée devient une dalle verticale supportée horizontalement à une extrémité par le tablier et à l'autre par la semelle. Dans le deuxième cas, le tablier et les culées forment un ensemble assimilable à un portique.

Les défauts de matériaux

Les culées peuvent être affectées par les défauts de matériaux du béton, de l'acier, du bois et de la maçonnerie particulièrement lorsqu'ils sont importants et qu'ils affectent une partie considérable de l'ouvrage.

La désagrégation du béton du garde-grève, des assises et des surfaces exposées du mur de front sont des défauts qui peuvent affecter le comportement des culées. La pourriture du bois et de l'écrasement des pièces des caissons à claire-voie sont d'autres défauts importants.

6.8.4 L'inspection d'affouillement

Pour les culées d'un pont sur rivière ayant une fondation superficielle supportée par un matériau autre que le roc et susceptible d'être affectée par l'affouillement, une inspection ayant pour but de détecter ce défaut devrait être effectuée après chaque crue importante.

6.9 LES PILES

Les piles sont des ouvrages qui servent à soutenir deux travées adjacentes d'un pont. Elles doivent être disposées de manière à réduire au minimum les inconvénients pour la circulation des véhicules ou l'encombrement pour l'écoulement de l'eau sous le pont.

En plus de son propre poids, la pile doit être conçue pour supporter les forces verticales et horizontales transmises par chacune des travées, pour contenir la poussée hydrostatique de l'eau ou la poussée produite par le courant et les glaces, et pour résister à l'impact produit par la collision d'un véhicule.

Dans les cours d'eau, la pile doit être disposée parallèlement au courant. Son ensemble et plus particulièrement son avant-bec doivent être profilés de manière à favoriser l'écoulement de l'eau, à réduire au minimum l'encombrement et à empêcher l'accumulation de glaces et de débris qui pourraient provoquer l'affouillement.

La fondation de la pile doit être disposée à une profondeur telle qu'elle ne puisse pas être endommagée par l'affouillement. La figure 6.9-1 illustre une pile en rivière.

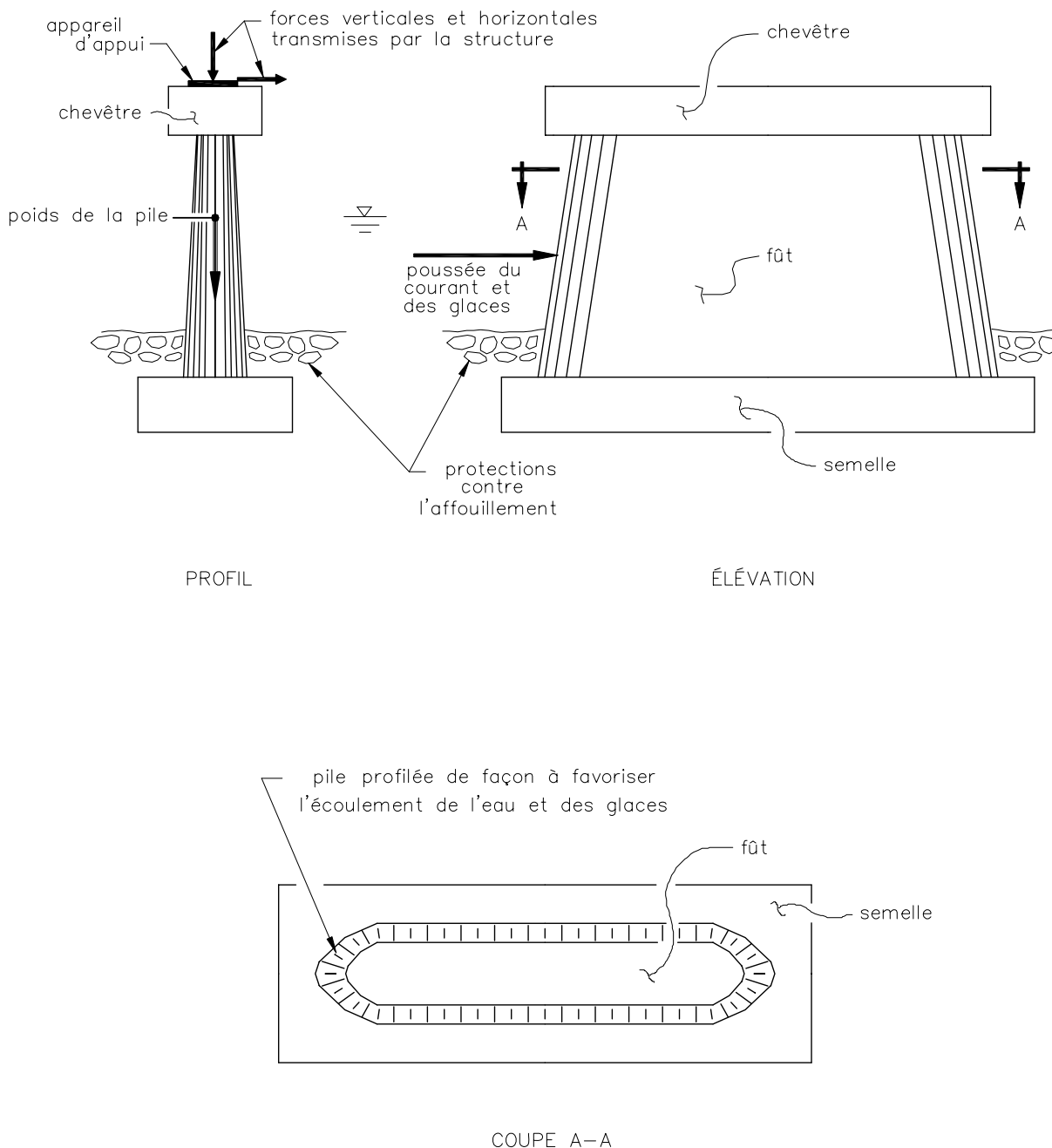


Figure 6.9-1 Pile en rivière

6.9.1 Les types de piles

Les piles peuvent être construites en béton armé, en acier, en bois, en maçonnerie ou avec une combinaison de ces matériaux.

Les piles situées dans les cours d'eau sont généralement constituées d'une semelle, sur le roc ou sur pieux, d'un fût et d'un chevêtre en béton armé. Lorsque la pile est élevée, on limite la hauteur du fût au niveau des eaux hautes et son prolongement est assuré par des colonnes.

La partie située au-dessus de la semelle de la pile peut aussi être constituée par une colonne ronde ou ovale de grande dimension surmontée d'un chevêtre qui se prolonge en porte-à-faux de chaque côté de la colonne. Ce type de pile est aussi utilisé aux croisements de routes et d'autoroutes dans les villes, là où l'espace est restreint, pour améliorer la visibilité et pour éviter la construction de structures en biais.

Aux croisements de routes et d'autoroutes, ou à l'intersection d'une voie ferrée, les piles sont généralement constituées par une semelle sur le roc ou sur pieux surmontée par des colonnes de formes et de dimensions variées et généralement par un chevêtre, le tout étant disposé de manière à créer un ensemble agréable à l'œil. La figure 6.9-2 montre différentes piles.

Les piles peuvent aussi être formées par des membrures verticales qui se prolongent jusqu'au chevêtre, de manière à constituer un banc. Les membrures verticales de ces piles peuvent être constituées de pieux en bois ou en acier, ou reposer sur un radier en bois ou sur un support en béton armé appelé piédestal. Le chevêtre des bancs en acier est souvent fixé aux éléments longitudinaux de la structure pour assurer une meilleure stabilité à l'ensemble. La figure 6.9-3 illustre différents bancs.

Les piles des ponts acier-bois sont habituellement constituées par des caissons à claire-voie en bois remplis de pierres. La figure 6.9-4 illustre une pile constituée par un tel caisson.

Les bancs ainsi que les caissons à claire-voie causent des problèmes d'encombrement et d'accumulation de débris et de glaces lorsqu'ils sont implantés dans les cours d'eau.

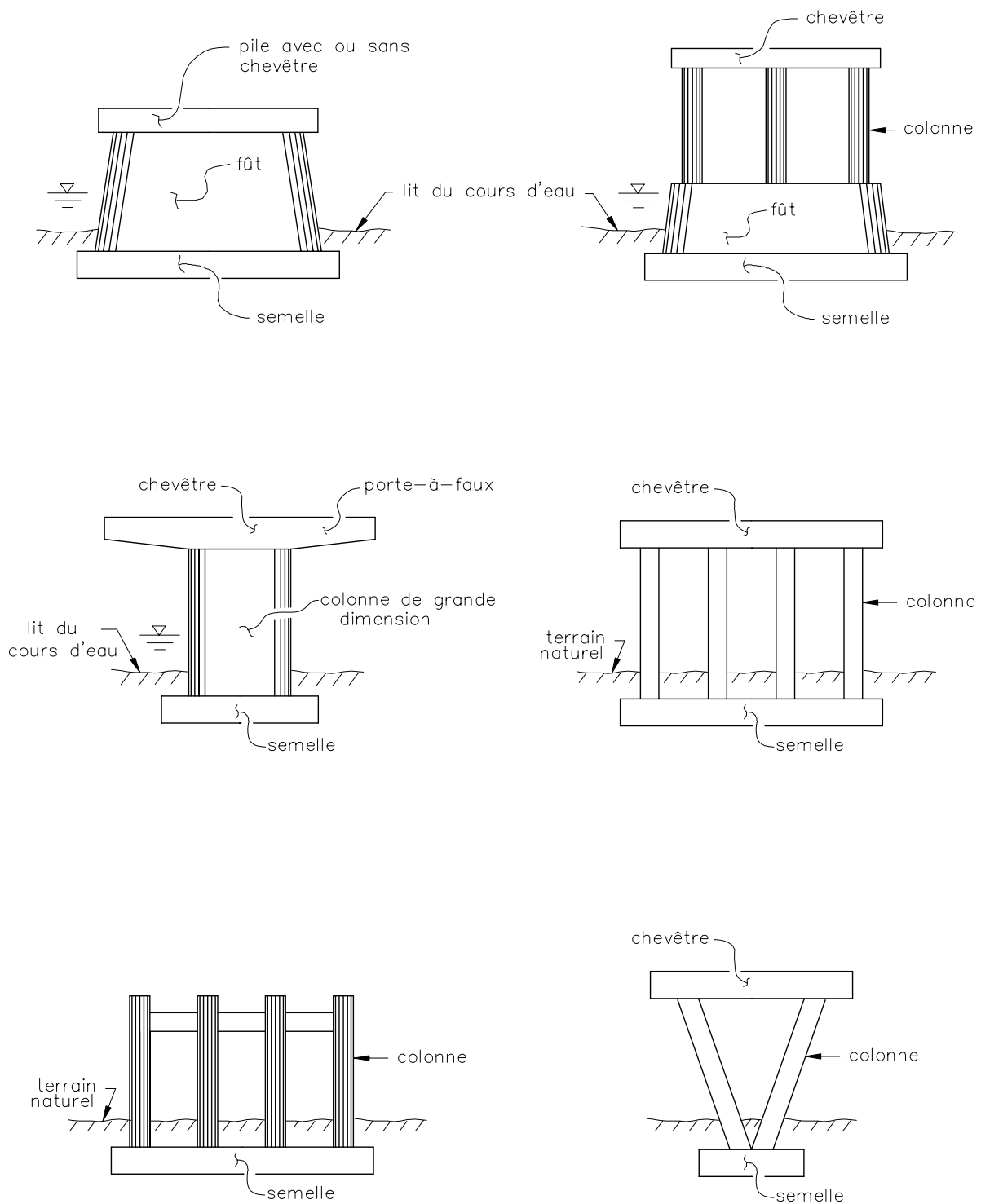


Figure 6.9-2 Piles

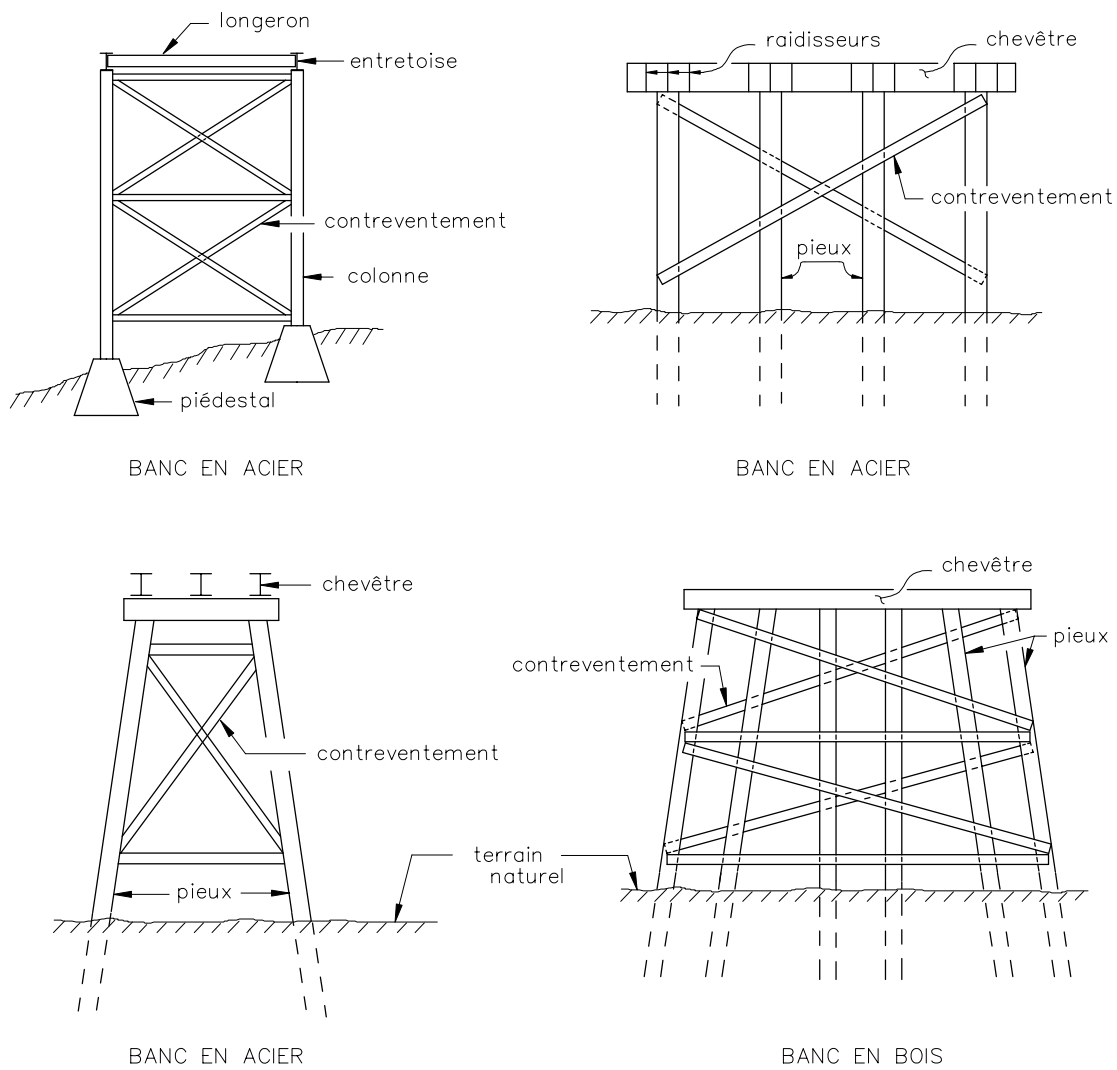


Figure 6.9-3 Bacs

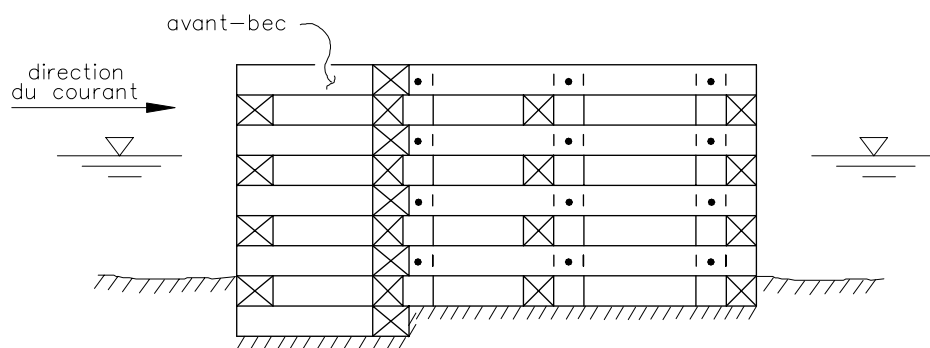


Figure 6.9-4 Caisson à claire-voie en bois

6.9.2 Les défauts des piles

Le comportement des piles est affecté par les défauts suivants :

- Le tassement;
- La rotation;
- L'affouillement et l'érosion;
- La détérioration de la semelle;
- La détérioration des pieux;
- Les défauts de matériaux.

Ces défauts sont sensiblement les mêmes qui affectent les murs de soutènement déjà décrits aux sections 6.4.2, 6.5.1 et 6.7.3. Cependant, les commentaires suivants s'ajoutent à ceux précédemment énumérés.

Le tassement d'une pile implique dans la plupart des cas un tassement différentiel par rapport aux autres unités de support de la structure. Les effets de ce type de mouvement sur les éléments de la structure ont déjà été discutés.

La rotation d'une pile peut être causée par l'affouillement, l'érosion, la dégradation des pieux, les appareils d'appui figés et aussi, par la poussée des glaces qui peut se produire dans une direction différente de celle prévue.

La rotation d'une pile peut être limitée par l'appui fixe qui relie le chevêtre à la structure. Cette action de retenue produit cependant des efforts de traction dans le béton situé directement sous les appareils d'appui. Cette action a aussi pour effet de produire des efforts de traction et de compression dans les éléments du tablier. Ces dommages sont d'ailleurs les mêmes que ceux produits par les appuis bloqués déjà décrits à la section 6.8.3. La figure 6.9-5 illustre les effets de la retenue d'une pile par le tablier.

Le déplacement d'une pile ne peut pas être empêché lorsque les appuis qui les relient à la structure sont mobiles. Il peut donc causer le renversement des appuis à pendule; le déplacement vertical d'un support de la structure produit par le renversement des appuis a les mêmes effets sur la structure que le tassement différentiel. La figure 6.9-6 illustre les effets du déplacement d'une pile.

Les piles peuvent être endommagées et même déplacées par l'impact d'un véhicule ou des glaces. Les piédestaux peuvent aussi être soulevés par le gel.

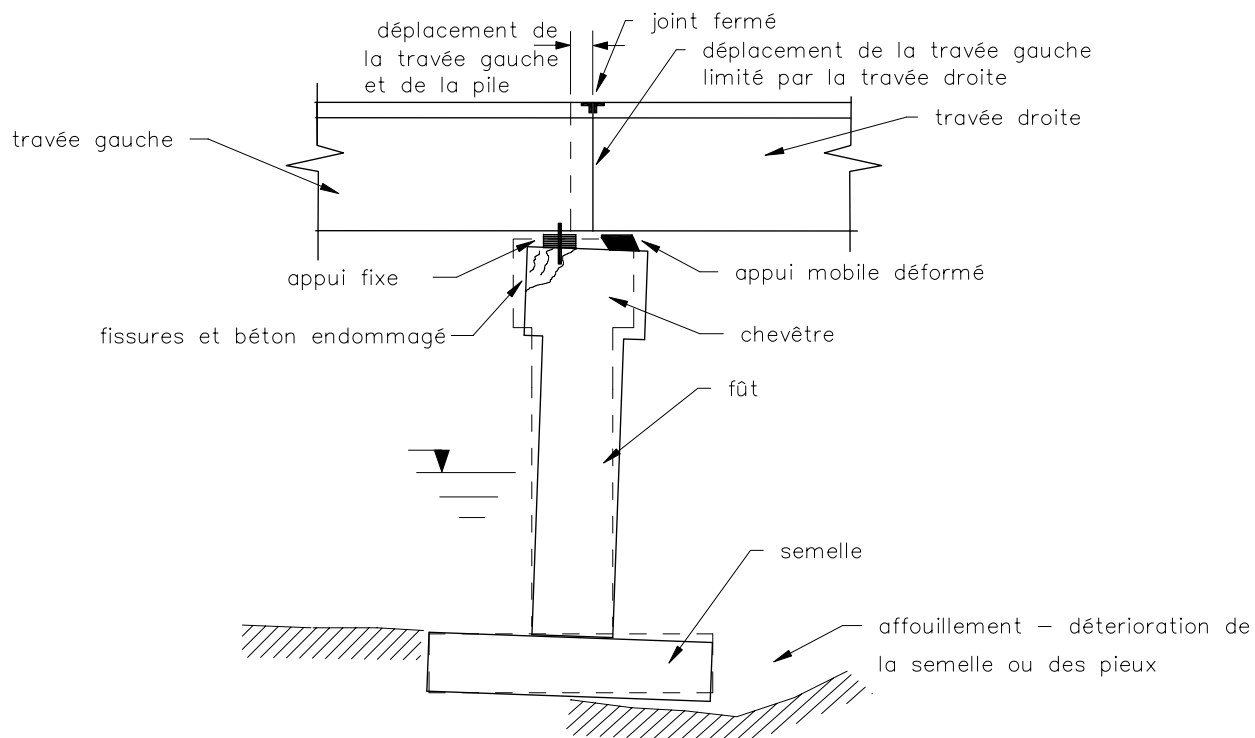


Figure 6.9-5 Déplacement de la pile limité par le tablier

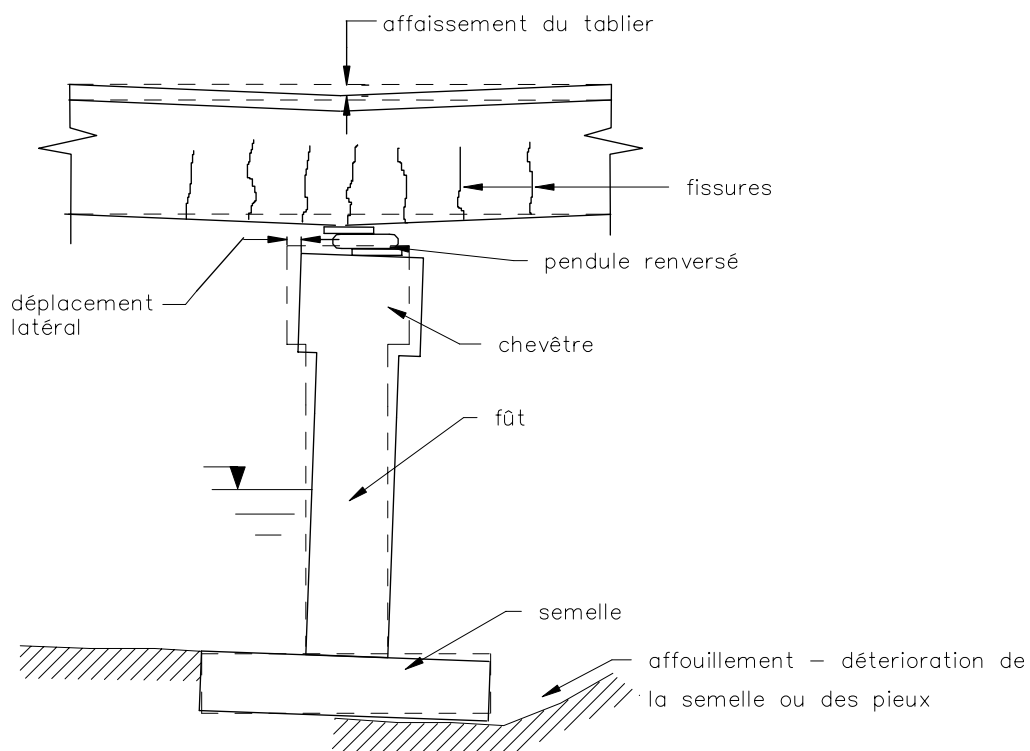


Figure 6.9-6 Effets du déplacement d'une pile

Les défauts de matériaux

Les défauts de matériaux du béton, de l'acier, du bois et de la maçonnerie peuvent affecter le comportement d'une pile.

Des fissures dans le béton du fût, la corrosion des armatures dans les colonnes, des fissures de flexion et de cisaillement dans les chevêtres ainsi que la dégradation du béton des chevêtres par l'eau et les sels déglacant sont des exemples de défauts importants.

La corrosion à la base des colonnes sur la partie des pieux située dans la zone de fluctuation de l'eau et aux joints d'assemblage, la présence de fissures dans les assemblages soudés ou boulonnés des colonnes ou des pieux avec les contreventements ou le chevêtre, ou dans les assemblages du chevêtre avec les poutres longitudinales de la structure sont des défauts qui affectent souvent les bancs en acier.

La pourriture à la base des colonnes, sur la partie des pieux située au niveau de l'eau ou du sol et aux joints d'assemblage, des assemblages desserrés, l'écrasement ou des fissures dans les pièces de bois du chevêtre aux points de contact avec les poutres qu'il supporte ou avec les pieux qui le supportent sont des défauts de matériaux courants des bancs en bois.

6.9.3 Les inspections d'affouillement et sous-marines

Pour les piles en rivière ayant une fondation superficielle supportée par un matériau autre que le roc et susceptibles d'être affectées par l'affouillement, une inspection visuelle ayant pour but de détecter les mouvements de l'unité de fondation doit être effectuée après chaque crue importante du cours d'eau. Lorsque la profondeur d'eau ne permet pas l'inspection visuelle de la fondation, une inspection d'affouillement à l'aide d'une chaîne graduée doit être effectuée à une fréquence prédéterminée.

La partie des piles qui ne peut pas être inspectée visuellement parce qu'elle est toujours située sous le niveau de l'eau doit, de façon régulière, faire l'objet d'une inspection sous-marine.

CHAPITRE 7

APPAREILS D'APPUI

TABLE DES MATIÈRES

7.1	GÉNÉRALITÉS	7-1
7.2	LES TYPES D'APPAREILS D'APPUI	7-1
7.2.1	La plaque en élastomère	7-3
7.2.2	L'appareil avec articulation sphérique (TFE)	7-3
7.2.3	L'appareil à élastomère confiné	7-4
7.2.4	L'appareil en acier	7-4
7.3	LES DÉFAUTS DES APPAREILS D'APPUI	7-7
7.3.1	Le mauvais nettoyage de l'appareil	7-7
7.3.2	La corrosion de l'appareil	7-8
7.3.3	Le mauvais graissage de l'appareil	7-8
7.3.4	Les bris de la plaque en élastomère	7-8
7.3.5	Le blocage de l'appareil	7-8
7.3.6	Le déplacement anormal de l'appareil sur son support	7-8
7.3.7	Les éléments déplacés de l'appareil avec articulation sphérique ou à élastomère confiné	7-9
7.3.8	Le béton détérioré aux extrémités de l'appareil	7-9

LISTE DES FIGURES

Figure 7.2-1	Les appareils d'appui	7-2
Figure 7.2-2	L'appareil d'appui en acier à pendule	7-6

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 7.3	Les défauts les plus courants des appareils d'appui	7-7
-------------	---	-----

7.1 GÉNÉRALITÉS

Les appareils d'appui sont des éléments aptes à la fois à transmettre aux appuis (culées et piles) les réactions provenant du tablier et à permettre les mouvements de translation et de rotation de ce dernier par rapport aux appuis. Ils peuvent être fixes ou mobiles.

Les appareils d'appui fixes sont destinés à transmettre les efforts verticaux et horizontaux; ils permettent la rotation. Généralement le tablier d'un pont est fixé à au moins un de ses appuis.

Les appareils d'appui mobiles sont destinés à transmettre les efforts verticaux et parfois certains efforts horizontaux; ils permettent la rotation et la translation, sauf les appareils guidés qui restreignent le mouvement transversal.

Les mouvements permis par les appareils d'appui sont nécessaires pour empêcher la création, dans l'ossature du pont, d'efforts importants pour lesquels elle n'a pas été conçue. La translation permet principalement d'éliminer les efforts dus aux variations de température; la rotation permet le fléchissement du tablier, ce qui empêche une augmentation indue des contraintes lors du passage des véhicules.

Pour empêcher tout mouvement latéral et longitudinal dans le cas des appuis fixes, les appareils d'appui doivent être fixés à l'appui ou au tablier.

Les appareils peuvent être immobilisés au moyen de boulons d'ancrage, (certains appareils d'appui mobiles possèdent alors des trous oblongs), de goujons (on ne peut les observer puisqu'ils sont encastrés dans le béton), ou de barres d'acier d'armature liant deux éléments de béton entre eux (pour les appuis fixes seulement).

Dans le cas où l'ossature et les appareils d'appui sont tous deux en acier, l'appareil peut être soudé ou boulonné à l'ossature. Il arrive aussi que la fixité soit obtenue uniquement par friction entre les divers éléments.

Certains types de ponts tels les ponceaux, les portiques et les ponts de courte travée ne possèdent pas d'appareils d'appui.

7.2 LES TYPES D'APPAREILS D'APPUI

Il existe de nombreux types d'appareils d'appui; ceux-ci varient en fonction du mouvement requis, des charges à supporter et de l'époque de conception. Différents matériaux tels que les élastomères, l'acier, les résines de TFE, l'acier inoxydable, le plomb, le bronze et le fer (les trois derniers n'étant plus employés de nos jours) sont utilisés dans la fabrication des appareils d'appui.

Les principaux types d'appareils d'appui sont :

- La plaque en élastomère;
- L'appareil avec articulation sphérique (TFE);
- L'appareil à élastomère confiné;
- L'appareil en acier.

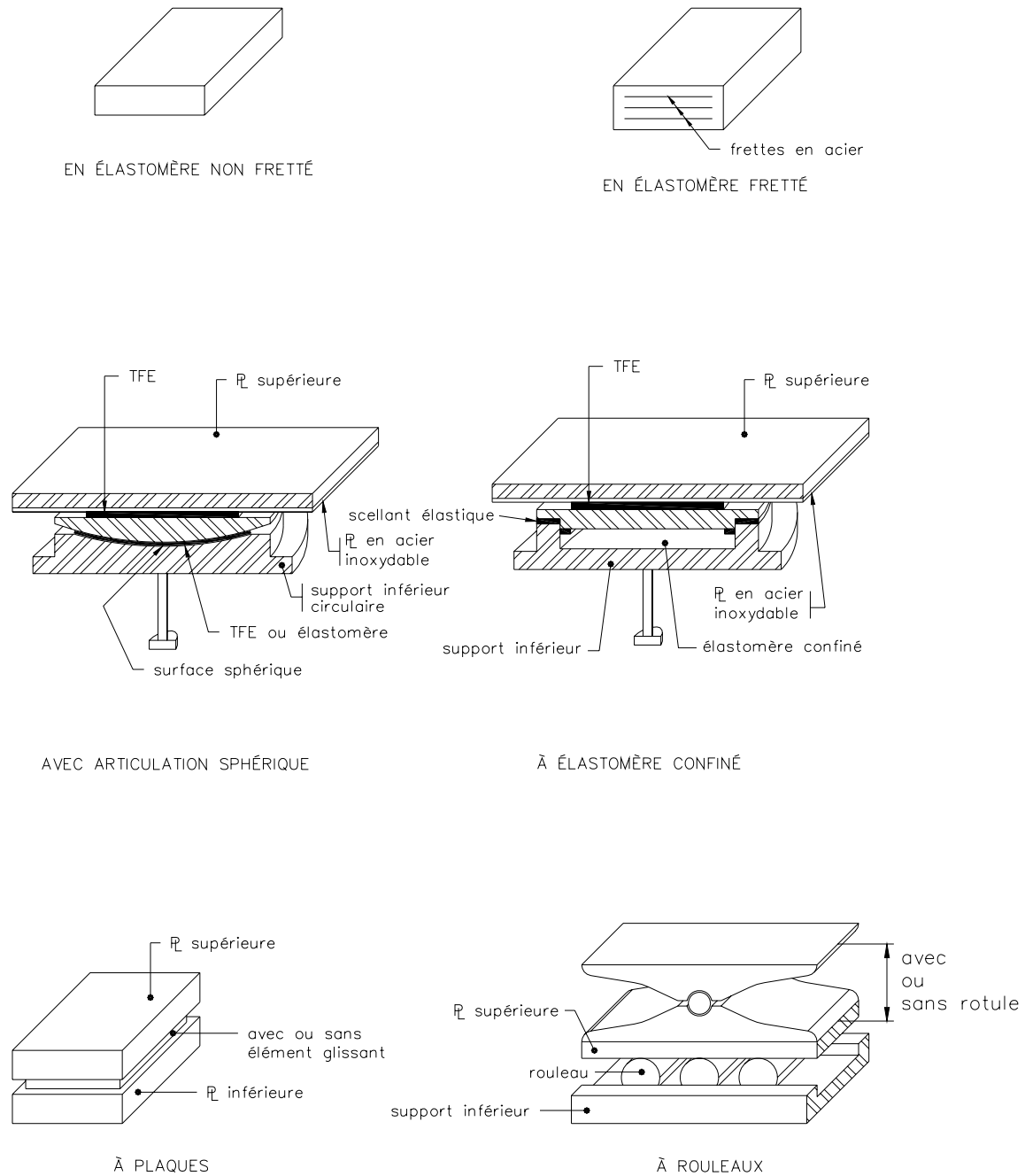


Figure 7.2-1 Les appareils d'appui

7.2.1 La plaque en élastomère

Cet appareil est employé lorsque le mouvement de translation prévu ainsi que la charge à supporter ne sont pas trop importants (mouvement inférieur à 50 mm et charge inférieure à 1200 kN). Il existe deux types de plaque: frettée et non frettée.

La plaque non frettée est composée d'élastomère seulement. La plaque frettée consiste en différentes couches élastomères séparées par des frettes en acier. Cette plaque, dont les frettes empêchent une déformation excessive de l'élastomère, est moulée, liaisonnée et vulcanisée de façon à former un tout (certaines plaques plus anciennes peuvent toutefois être composées d'éléments collés). La plaque doit être frettée lorsque son épaisseur est supérieure à 20 mm.

Le matériau de base entrant dans la fabrication de la plaque en élastomère est soit du caoutchouc naturel, soit du néoprène. L'élastomère a une dureté mesurée au duromètre comprise entre 50 et 70, généralement de 50 à 55. Les frettes sont en acier doux laminé et ont de 1 à 3 mm d'épaisseur, selon l'époque de fabrication. La plaque elle-même doit posséder une épaisseur au moins égale à deux fois le déplacement maximal horizontal de dilatation ou de contraction requis par le tablier.

Ce type d'appareil permet une translation et une rotation en fonction de sa rigidité; la translation est obtenue par la déformation en cisaillement de la plaque et la rotation est obtenue par la compression de la plaque. Plus le mouvement requis est important, plus la plaque doit être épaisse.

7.2.2 L'appareil avec articulation sphérique (TFE)

Cet appareil comporte des éléments en acier ou en fonte superposés glissant les uns par rapport aux autres pour permettre le mouvement. Il peut supporter des mouvements et des charges très importantes.

Le mouvement de translation est facilité par la présence entre deux plaques planes d'un élément en tétrafluoroéthylène (TFE ou téflon) glissant sur une tôle d'acier inoxydable.

La rotation est assurée par glissement entre deux plaques à surface courbe (sphérique ou cylindrique). Ces plaques, usinées à la courbure requise, sont séparées par un élément en TFE ou en élastomère; l'élément en élastomère ne s'utilise que dans les appareils à surface sphérique où la charge maximale est inférieure à 1200 kN. L'appareil à surface cylindrique est de forme rectangulaire et l'appareil à surface sphérique est de forme circulaire.

La résine de TFE est présente sous forme de feuilles (renforcées ou non) ou de fibres tissées, d'une épaisseur de 1 à 6 mm (l'épaisseur varie proportionnellement avec la surface de la plaque). La résine de TFE peut être confinée dans un support métallique ou être liaisonnée. La rugosité des surfaces en contact entre la résine et l'acier doit être réduite au minimum. La surface de contact de l'acier est normalement protégée contre la corrosion.

Pour un bon fonctionnement, il est très important que les pièces de TFE et d'acier inoxydable de cet appareil demeurent bien en place et centrées.

7.2.3 L'appareil à élastomère confiné

Cet appareil aussi appelé « pot bearing », est similaire à l'appareil à glissement de forme circulaire avec lequel il est parfois confondu; en effet, la translation est obtenue de la même façon par glissement entre deux plaques séparées par un élément en résine de TFE.

La rotation est toutefois obtenue par l'écrasement d'une plaque en élastomère confiné à l'intérieur d'une cavité cylindrique créée par l'évidement du support. Les caractéristiques de la plaque en élastomère sont les mêmes que celles décrites à la section 7.2.1.

7.2.4 L'appareil en acier

Cet appareil qui peut supporter de grandes charges n'est généralement plus utilisé aujourd'hui. Il en existe trois types :

- L'appareil à plaques;
- L'appareil à rouleaux;
- L'appareil à pendule.

L'appareil à plaques

Cet appareil est constitué d'une plaque en acier glissant directement sur le béton ou sur une autre plaque en acier. Dans ce dernier cas, les plaques en acier sont souvent séparées par un élément glissant en bronze, en cuivre ou en plomb.

Cet appareil permet peu ou pas de translation, et très peu de rotation; on le retrouve donc dans les ponts de courte portée.

Dans ce type d'appareils, on retrouve les plaques d'appui en acier présentes sur certains ponts acier-bois entre le dessous des poutres et les assises des unités de fondation. Bien que ces plaques ne permettent pas la rotation des poutres, elles favorisent cependant le mouvement longitudinal du tablier par l'entremise de trous allongés dans la semelle inférieure des poutres.

L'appareil à rouleaux

Cet appareil conçu pour supporter de grandes charges et des mouvements importants est composé principalement de rouleaux cylindriques en acier coincés entre deux plaques horizontales (au-dessus et au-dessous des rouleaux). Les rouleaux sont enfermés entre des plaques verticales de façon à former une boîte qui les protège des intempéries; ils y baignent dans la graisse. L'appareil se déplace habituellement sur un socle qui lui sert de guide.

Le mouvement de translation est obtenu par la rotation des rouleaux entre les plaques. La rotation est permise par une rotule située au-dessus de la boîte.

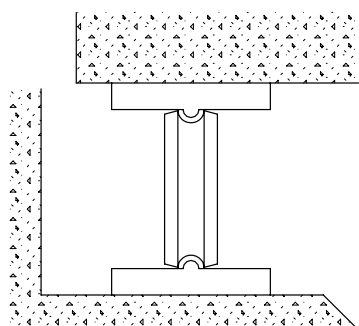
L'appareil à rouleaux est en bon état tant qu'il demeure sur son socle, se déplace parallèlement à celui-ci et que ses rouleaux demeurent en bon état et bien graissés.

L'appareil à pendule

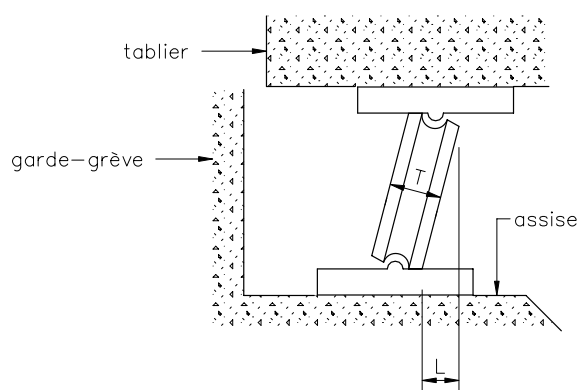
Le pendule est un appareil d'appui qui permet à la fois la rotation et la translation du tablier pour les mouvements de moyenne amplitude. Il est constitué d'un cylindre équerri symétriquement sur deux côtés de façon à ne conserver courbe que ses extrémités inférieure et supérieure. Ses extrémités sont appuyées sur des plaques en acier axées symétriquement avec le pendule.

Cet appareil demeure stable et efficace tant que sa partie courbe demeure tangente à la surface plane où elle s'appuie, et ce, aux températures extrêmes. Lorsque le point de tangence est dépassé, l'appareil devient instable et la possibilité de chute est grande, ce qui peut amener des efforts supplémentaires dans le tablier et les unités de fondation.

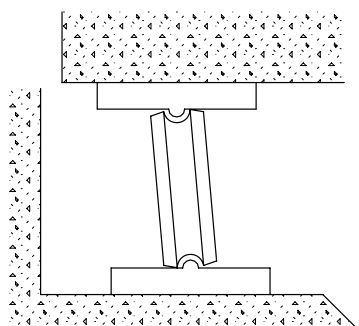
L'amplitude du mouvement de translation permis par le pendule est peu à peu près égal à son épaisseur. Aussi, il y a danger d'instabilité lorsque la distance horizontale mesurée entre les coins supérieur et inférieur d'un même côté du pendule est égale ou supérieure à l'épaisseur du pendule pour une température extrême (figure 7.2-2).



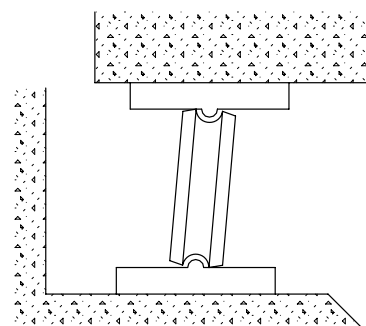
POSITION À LA POSE À 15°C



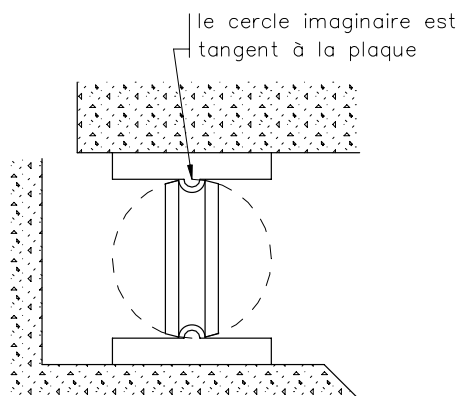
POSITION STABLE $L < T - 12\text{mm}$
 POSITION INSTABLE $L \geq T$



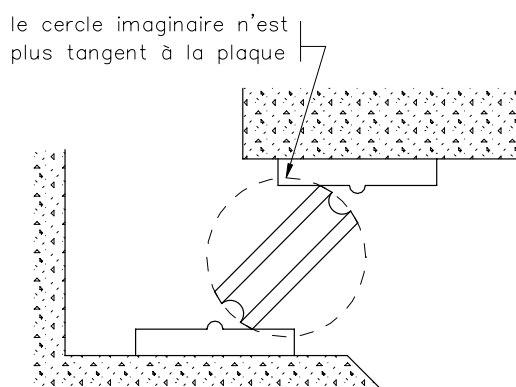
POSITION À 30°C



POSITION À -25°C



POSITION STABLE



POSITION INSTABLE

Figure 7.2-2 L'appareil d'appui en acier à pendule

7.3 LES DÉFAUTS DES APPAREILS D'APPUI

La fonction des appareils d'appui est de transmettre aux appuis les réactions du tablier, tout en lui permettant certains mouvements. Toute condition particulière qui amène un appareil d'appui à mal assurer ce rôle ou à menacer de le faire est considérée comme un défaut. Les défauts les plus susceptibles d'affecter les différents types d'appareils d'appui sont décrits ci-après et résumés au tableau 7.3.

Tableau 7.3 Les défauts les plus courants des appareils d'appui

LES DÉFAUTS	LES APPAREILS D'APPUI
Le mauvais nettoyage de l'appareil	Tous les appareils
La corrosion de l'appareil	Tous sauf la plaque en élastomère
Le mauvais graissage de l'appareil	L'appareil en acier à rouleaux
Les frettes rouillées ou décollées	La plaque en élastomère frettée
Le fluage, la distorsion, l'écrasement ou la fissuration de l'élastomère	La plaque en élastomère
Le blocage de l'appareil	L'appareil avec articulation sphérique ou à élastomère confiné. L'appareil en acier à plaques ou à rouleaux
Le déplacement anormal de l'appareil sur son support	Tous les appareils
La plaque en TFE déplacée ou brisée	L'appareil avec articulation sphérique ou à élastomère confiné
Le déplacement anormal d'un élément de l'appareil	L'appareil avec articulation sphérique ou à élastomère confiné
Le béton détérioré aux extrémités de l'appareil	Tous les appareils
La trop forte inclinaison du pendule	L'appareil en acier à pendule

7.3.1 Le mauvais nettoyage de l'appareil

Étant habituellement situé sous les joints de dilatation, l'appareil d'appui est particulièrement exposé à la chute et l'accumulation de débris. Toutefois, pour assurer son bon fonctionnement, il est important qu'il soit bien propre et libre de tout débris. La présence de ceux-ci contribue à maintenir un état d'humidité qui favorise la corrosion tout en nuisant à l'aptitude de l'appareil à permettre les mouvements du tablier.

7.3.2 La corrosion de l'appareil

La corrosion de certaines pièces de l'appareil peut réduire sa capacité à transmettre le mouvement, en augmentant la rugosité entre les éléments glissants, peut même dans certains cas empêcher tout mouvement.

7.3.3 Le mauvais graissage de l'appareil

C'est particulièrement le cas de l'appareil à rouleaux dont l'entretien est essentiel pour assurer son bon fonctionnement. En l'absence de graisse, les rouleaux ont de la difficulté à rouler et tendent plutôt à glisser, ce qui amène leur usure, et à plus long terme, leur blocage complet.

7.3.4 Les bris de la plaque en élastomère

Il arrive que cet appareil tende à se fissurer, dû à l'emploi de matériaux de mauvaise qualité ou à une déformation excessive de la plaque. Les fissures se forment près des frettes en acier si les éléments de la plaque, élastomère et frettes, sont simplement collés et non vulcanisés ou si les frettes sont rouillées. Des fissures apparaissent aussi si les frettes sont absentes ou trop espacées (plaques de plus de 20 mm d'épaisseur ou espace entre les frettes supérieur à 20 mm).

La déformation excessive de la plaque peut provenir d'un mauvais dimensionnement ou d'une mauvaise pose de l'appareil; elle peut être due à un déplacement de l'unité de fondation (généralement la culée) ou à la présence d'un appareil d'appui bloqué sur un autre appui. La déformation excessive est un défaut, même si elle n'entraîne pas, dans l'immédiat, le bris de l'appareil.

7.3.5 Le blocage de l'appareil

C'est le cas lorsque l'appareil ne permet plus au tablier de prendre les mouvements pour lequel il a été conçu. Le blocage est dû à la corrosion, l'usure, la présence de débris, etc. Le blocage de l'appareil a des conséquences sur le cheminement des efforts dans le tablier, de même que sur le fonctionnement des autres appareils et des joints de dilatation.

7.3.6 Le déplacement anormal de l'appareil sur son support

Lorsque les fixations de l'appareil sont absentes ou endommagées, ou lorsque l'appui se déplace, il est possible que l'appareil ne repose plus totalement sur le socle prévu à cette fin. Il en résulte alors une augmentation des contraintes sur la portion de l'appareil encore en place et sur la surface sur laquelle il s'appuie.

Comme le mouvement de déplacement est habituellement continu dans le temps, vu le mouvement dilatation-contraction du tablier et les vibrations, la perte complète de l'appareil est possible à long terme.

Comme dans le cas de l'appareil à pendule qui renverse, ceci amène une augmentation importante des efforts dans le tablier et les appuis.

7.3.7 Les éléments déplacés de l'appareil avec articulation sphérique ou à élastomère confiné

Lorsque les plaques en TFE et en acier inoxydable ne sont pas confinées dans l'appareil avec articulation sphérique, elles peuvent sortir de celui-ci. Le mouvement dilatation-contraction du tablier et les vibrations amènent la plaque à glisser hors de sa position; lorsque la plaque est complètement sortie, l'appareil ne fonctionne plus correctement, car c'est cette plaque qui permet le glissement entre les éléments de l'appareil.

Lorsque les éléments en acier ne sont pas fixés à l'appui et au tablier, le mouvement dilatation-contraction du tablier peut déplacer la partie supérieure de l'appareil, l'amener hors position et même la faire tomber hors de l'appareil. Ceci amène un certain affaissement du tablier à cet appui, ce qui cause une augmentation considérable des efforts dans le tablier.

7.3.8 Le béton détérioré aux extrémités de l'appareil

Il arrive que le béton de l'appui ou du tablier soit détérioré immédiatement au-dessous ou au-dessus de l'appareil. Cette détérioration peut être due à la présence de l'eau et du sel provenant d'un joint de dilatation non étanche. Il peut aussi s'agir de béton fissuré par la présence d'efforts non prévus ou plus grands que prévus, transmis par l'appareil d'appui. Des efforts horizontaux importants sont générés par la présence d'un appareil bloqué; l'appareil déplacé augmente pour sa part les efforts verticaux sous sa portion encore utile.

CHAPITRE 8

JOINTS DE TABLIER

TABLE DE MATIÈRES

8.1	GÉNÉRALITÉS	8-1
8.2	LES TYPES DE JOINTS	8-1
8.2.1	Les joints ouverts	8-3
8.2.2	Les joints étanches	8-3
8.3	LES DÉFAUTS DES JOINTS DE TABLIER	8-4
8.3.1	La non-étanchéité du joint étanche	8-5
8.3.2	La non-étanchéité du dalot d'un joint	8-5
8.3.3	Le bris ou l'absence de certaines pièces	8-5
8.3.4	Le remplissage du joint	8-5
8.3.5	La fermeture ou l'écrasement du joint	8-5
8.3.6	La trop grande ouverture du joint	8-5
8.3.7	Le décalage longitudinal des deux côtés du joint	8-6
8.3.8	Le décalage vertical des deux côtés du joint	8-6
8.3.9	Le claquement du joint	8-6

LISTE DES FIGURES

Figure 8.2	Joint de tablier	8-2
------------	------------------	-----

8.1 GÉNÉRALITÉS

Les joints de tablier sont des dispositifs placés entre deux éléments de construction pour permettre les mouvements relatifs dus principalement aux effets de la température, tout en assurant la continuité de la surface de roulement. Les joints peuvent être ouverts et ainsi permettre l'écoulement de l'eau et l'évacuation des débris. Ils peuvent aussi être étanches, empêchant le passage de l'eau et des débris et protégeant de la dégradation les éléments situés sous le joint.

On retrouve généralement les joints de tablier à la jonction du tablier et des culées; on peut aussi en observer au-dessus des piles ou à l'extrémité d'un porte-à-faux. Les joints de tablier sont absents des portiques et des ponceaux, ainsi que des ponts à courte portée où la dalle passe au-dessus du garde-grève.

8.2 LES TYPES DE JOINTS

Il existe plusieurs types de joints; leur utilisation est fonction du mouvement prévu de la structure, donc de sa portée. Plus la portée et le mouvement prévus sont grands, plus l'ouverture du joint doit être grande. Les principaux types de joints utilisés sont les suivants :

- Les joints ouverts :
 - à ouverture libre,
 - à plaques,
 - à doigts,
 - à dents.
- Les joints étanches :
 - à plaque en élastomère,
 - à garniture comprimée en élastomère,
 - à garniture enclenchée en élastomère,
 - à plaque en élastomère fretté.

La figure 8.2 illustre les principaux types de joints de tablier.

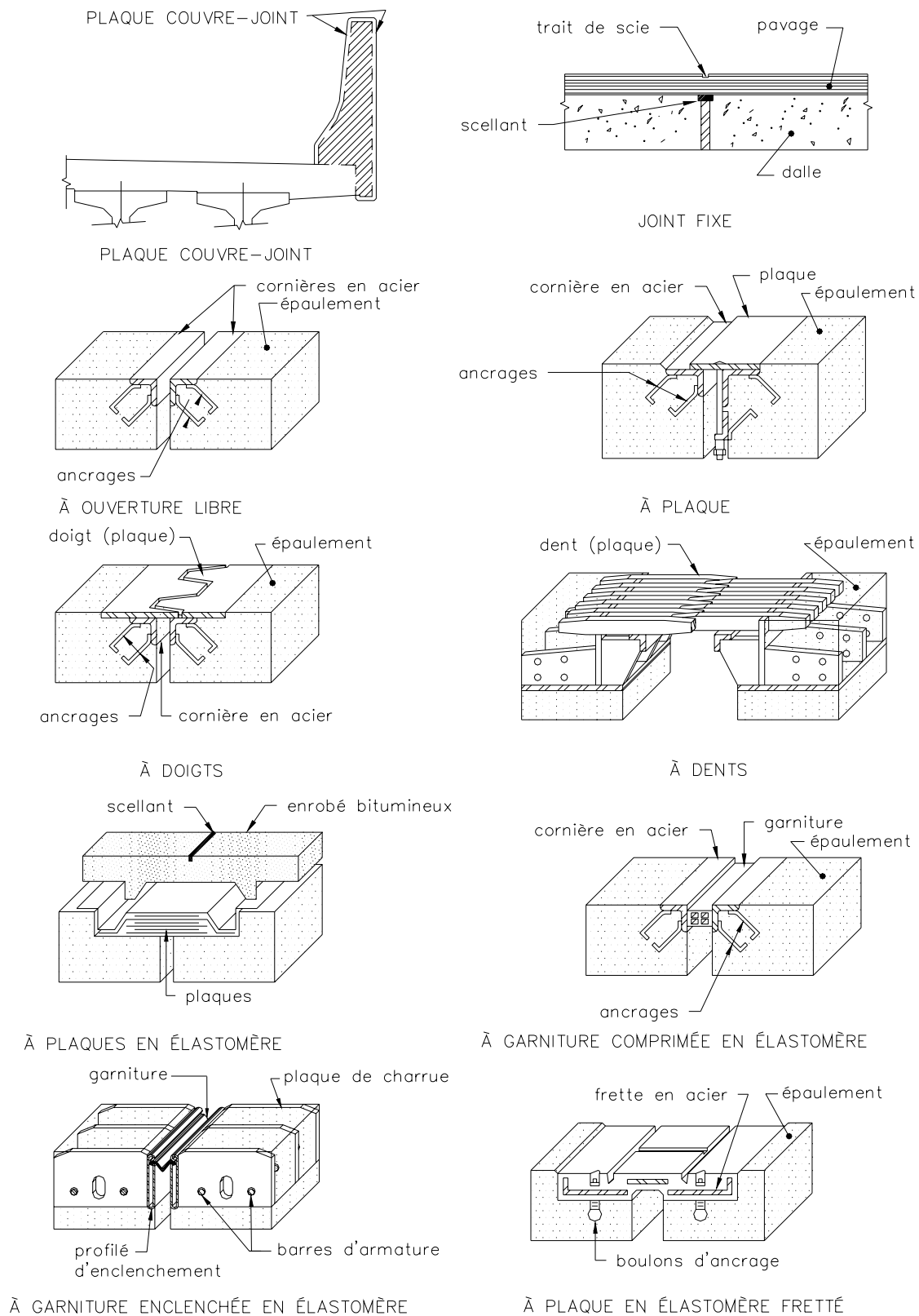


Figure 8.2 Joints de tablier

8.2.1 Les joints ouverts

Le joint à ouverture libre

Ce joint est constitué simplement d'une ouverture dans le tablier. Ses arêtes sont généralement protégées par des cornières en acier ancrées au béton. Ce joint ne doit s'utiliser que pour un mouvement restreint, car il nuit à la continuité de la surface de roulement.

Le joint à plaque

Ce joint consiste généralement en une plaque en acier reposant sur deux cornières encastrées dans le béton et situées de part et d'autre de l'ouverture. La plaque en acier fixée à une cornière glisse sur l'autre cornière. Ce joint, qui permet un mouvement inférieur à 25 mm, n'est plus utilisé.

Le joint à doigts

Ce joint comprend deux plaques découpées de façon à former deux séries de doigts s'intercalant les uns dans les autres. Les plaques sont fixées à des cornières ou à un autre dispositif d'ancrage se trouvant de part et d'autre de l'ouverture et agissant en porte-à-faux au-dessus de celle-ci. Le joint permet un mouvement d'environ 40 mm, mais il n'est plus utilisé de nos jours.

Le joint à dents

Il ressemble au joint à doigts mais, comme il est employé dans des structures à ouverture relativement large, la longueur des porte-à-faux est plus importante et les dents sont structuralement très fortes. On trouve parfois un dalot ou une gouttière servant à intercepter l'eau et à la canaliser sous le joint, qui agit alors comme un joint étanche. Il permet des mouvements compris entre 140 et 400 mm.

8.2.2 Les joints étanches

Le joint à plaques en élastomère

Ce joint, qui ne permet qu'un mouvement faible, est réalisé en superposant des bandes en élastomère et des bandes de toiles en fibres de verre imprégnées d'enduit bitumineux. Il s'installe sous l'enrobé bitumineux et ne permet qu'un mouvement de moins de 10 mm; il n'est plus employé de nos jours.

Le joint à garniture comprimée en élastomère

Ce joint est composé d'une garniture en élastomère (caoutchouc naturel ou néoprène) coincée entre les parois de l'ouverture, qui sont laissées au béton ou renforcées par des plaques verticales ou des cornières en acier ancrées au béton. La garniture en élastomère est parfois moulée et alvéolée.

Ce joint peut être protégé par des plaques de charrue. Ces dernières, soudées aux plaques ou cornières d'acier, sont installées perpendiculairement au joint, sauf dans les ponts en biais où elles sont parfois installées parallèlement au sens de la circulation. Il permet un mouvement de 30 mm, mais n'est plus utilisé.

Le joint à garniture enclenchée en élastomère

Ce joint est constitué d'une garniture en élastomère enclenchée aux profilés d'acier encastrés de part et d'autre de l'ouverture. Des plaques de charrue sont normalement fixées aux profilés pour les protéger, comme dans le cas du joint à garniture comprimée.

Lorsqu'il faut un mouvement d'une grande ampleur, on peut utiliser plusieurs garnitures, qui sont alors fixées parallèlement entre elles et tenues en place par des poutres de support placées sous le joint, perpendiculairement aux garnitures. Ce joint permet un mouvement de 20 à 70 mm avec une seule garniture et jusqu'à 140 mm avec plusieurs.

Le joint à plaque en élastomère fretté

Il se compose d'une plaque en élastomère fretté (armé de plaques d'acier) fixée au tablier de part et d'autre du joint au moyen de boulons d'ancrage. Ce joint, qui permet un mouvement d'environ 100 mm, n'est plus utilisé.

8.3 LES DÉFAUTS DES JOINTS DE TABLIER

Les joints de tablier assurent trois fonctions essentielles :

- Permettre le mouvement relatif entre deux portions du tablier;
- Assurer la continuité de la surface de roulement;
- Assurer l'étanchéité du tablier (pour les joints étanches seulement).

Toute situation qui empêche le joint de mal remplir une de ces fonctions signale la présence d'un défaut qui souvent n'affecte pas que le joint et qui doit être corrigé. Les défauts les plus courants sont :

8.3.1 La non-étanchéité du joint étanche

Elle est surtout le fait d'un joint dont la garniture en élastomère est décollée, percée ou absente ou dont le scellant est séché ou décollé.

L'eau qui fuit par un joint peut attaquer les éléments en béton ou en acier de la structure.

8.3.2 La non-étanchéité du dalot d'un joint

Le dalot qui draine l'eau de ruissellement sous un joint de dilatation peut se remplir graduellement de sable, de gravier et de débris; l'eau provenant du joint peut alors se répandre sur les éléments en béton et en acier de l'extrémité de la structure ainsi que sur les appareils d'appui et causer des dommages importants.

8.3.3 Le bris ou l'absence de certaines pièces

Ce défaut se retrouve surtout sur les plaques des joints à plaques ou à doigts et sur les dents des joints à dents.

8.3.4 Le remplissage du joint

La présence de débris, de pierres et d'autres déchets empêche le libre passage de l'eau et maintient un état d'humidité qui favorise la détérioration du béton et la corrosion de l'acier. Les débris peuvent aussi nuire au mouvement du tablier et même percer la garniture en élastomère.

8.3.5 La fermeture ou l'écrasement du joint

Si le joint est affecté seulement durant les périodes estivales très chaudes, c'est qu'il a été mal réglé à la pose ou qu'il est sous-dimensionné; lorsque le joint écrasé revient à une dimension plus normale, il n'est pas certain qu'il sera étanche. Si le problème est permanent, il s'agit d'un phénomène affectant les appuis du tablier, par exemple le déplacement de la culée.

8.3.6 La trop grande ouverture du joint

Ce défaut peut être dû à un mauvais réglage du joint, à un mauvais dimensionnement, au déplacement de la dalle de transition à laquelle est fixé le joint ou au blocage d'un appareil d'appui; il affecte la douceur de roulement sur la chaussée et peut amener une perte d'étanchéité des joints étanches.

8.3.7 Le décalage longitudinal des deux côtés du joint

Ce défaut est dû soit à des mouvements transversaux du tablier, soit à un ouvrage en biais qui subit une rotation lorsqu'il est comprimé par le déplacement d'une culée, soit à un ouvrage courbe qui se dilate trop, soit au tassement différentiel d'un appui. Il peut amener la mise en butée transversale des dents d'un joint à dents.

8.3.8 Le décalage vertical des deux côtés du joint

Ce défaut amène l'apparition d'une marche d'escalier sur la chaussée et nuit au confort des usagers. Il est le signe d'un désordre plus profond affectant le tablier ou ses appareils d'appui.

8.3.9 Le claquement du joint

Ce défaut indique habituellement la présence d'une pièce de joint qui est mal fixée et peut présenter un danger pour les usagers.

CHAPITRE 9

SYSTÈMES STRUCTURAUX

TABLE DES MATIÈRES

9.1	GÉNÉRALITÉS	9-1
9.2	LES POUTRES À ÂMES PLEINES	9-1
9.2.1	Généralités	9-1
9.2.2	Les poutres en acier	9-2
9.2.3	Les poutres en béton armé	9-6
9.2.4	Les poutres en béton précontraint	9-11
9.2.5	Les poutres en bois	9-15
9.3	LES DALLES ÉPAISSES	9-18
9.3.1	Généralités	9-18
9.3.2	Les dalles	9-19
9.3.3	Les portiques	9-21
9.4	LES POUTRES TRIANGULÉES	9-24
9.4.1	Généralités	9-24
9.4.2	Les types de poutres triangulées	9-26
9.4.3	Les défauts des poutres triangulées en acier	9-29
9.5	LES ARCS	9-31
9.5.1	Généralités	9-31
9.5.2	Les types d'arcs	9-32
9.5.3	Les défauts des arcs	9-35
9.6	LES DIAPHRAGMES ET LES CONTREVENTEMENTS	9-37
9.6.1	Les diaphragmes	9-37
9.6.2	Les contreventements	9-37
9.6.3	Les défauts des diaphragmes et des contreventements	9-39

LISTE DES FIGURES

Figure 9.2-1	Pont à poutres à âme pleine	9-2
Figure 9.2-2	Poutres à âme pleine en acier	9-3
Figure 9.2-3	Défauts des poutres en acier	9-4

Figure 9.2-4	Poutres à âme pleine en béton	9-7
Figure 9.2-5	Fissuration d'une poutre en béton armé	9-8
Figure 9.2-6	Ruptures de cisaillement d'une poutre en béton armé	9-10
Figure 9.2-7	Poutres à âme pleine en béton précontraint	9-12
Figure 9.2-8	Fissuration des poutres en béton précontraint	9-14
Figure 9.2-9	Poutres à âme pleine en bois	9-17
Figure 9.3-1	Types de dalles épaisses	9-19
Figure 9.3-2	Ponts à dalle	9-19
Figure 9.3-3	Fissuration d'une dalle biaise	9-20
Figure 9.3-4	Portique	9-21
Figure 9.3-5	Fissuration des portiques	9-22
Figure 9.4-1	Pont à poutres triangulées	9-24
Figure 9.4-2	Efforts dans les principales configurations de poutres triangulées	9-25
Figure 9.4-3	Poutre triangulée à tablier inférieur	9-26
Figure 9.4-4	Poutre triangulée à tablier intermédiaire	9-27
Figure 9.4-5	Poutre triangulée à tablier supérieur	9-27
Figure 9.4-6	Poutre triangulée de type Pony-Warren	9-28
Figure 9.4-7	Poutre triangulée de type Bailey	9-28
Figure 9.5-1	Arc à tablier inférieur sans tirant	9-32
Figure 9.5-2	Arc à tablier inférieur avec tirant	9-33
Figure 9.5-3	Arc à tablier intermédiaire	9-33
Figure 9.5-4	Arc à tablier supérieur	9-34
Figure 9.5-5	Arc à tablier supérieur avec mur tympan et remplissage	9-34
Figure 9.5-6	Arc à tablier supérieur avec remblai	9-34
Figure 9.5-7	Fissuration d'un arc en béton	9-36
Figure 9.5-8	Fissuration longitudinale d'arcs en caisson	9-36
Figure 9.6	Diaphragmes et contreventement	9-38

9.1 GÉNÉRALITÉS

Les systèmes structuraux comprennent tous les éléments qui servent à transférer la charge aux infrastructures.

Ce chapitre traite des systèmes structuraux suivants :

- Les poutres à âme pleine;
- Les dalles épaisses;
- Les poutres triangulées;
- Les arcs.

Les diaphragmes et les contreventements qui font partie intégrante des différents systèmes structuraux sont également abordés.

9.2 LES POUTRES À ÂMES PLEINES

9.2.1 Généralités

Les poutres à âmes pleines sont des poutres comprenant une partie verticale, l'âme, placée entre deux membrures horizontales, les semelles.

Les poutres peuvent être simplement appuyées, semi-continues, continues ou en porte-à-faux au-dessus des appuis.

Les poutres sont les éléments qui supportent le platelage. Il est possible d'avoir des systèmes structuraux à deux poutres ou à poutres multiples. Il va sans dire que l'importance d'une poutre dans un système structural augmente en proportion avec la charge qu'elle supporte.

Les poutres sont reliées entre elles transversalement par des diaphragmes et des contreventements latéraux, et peuvent former avec la dalle participante une structure composite.

Les poutres supportent les charges par leur résistance à la flexion, à l'effort tranchant et à la torsion.

Les poutres à âmes pleines sont en acier, en béton armé, en béton précontraint ou en bois.

La figure 9.2-1 illustre un exemple de pont à poutres à âme pleine.

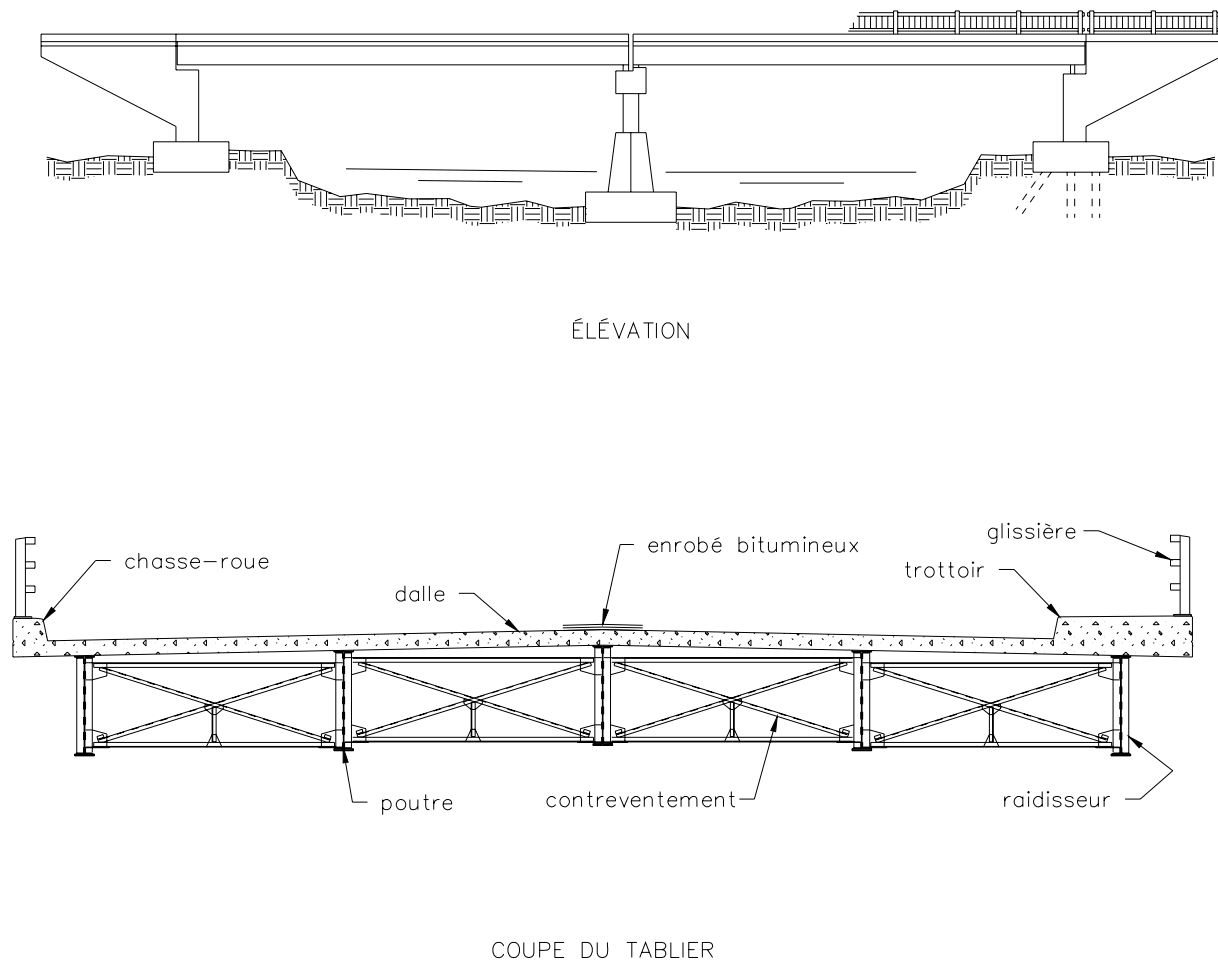
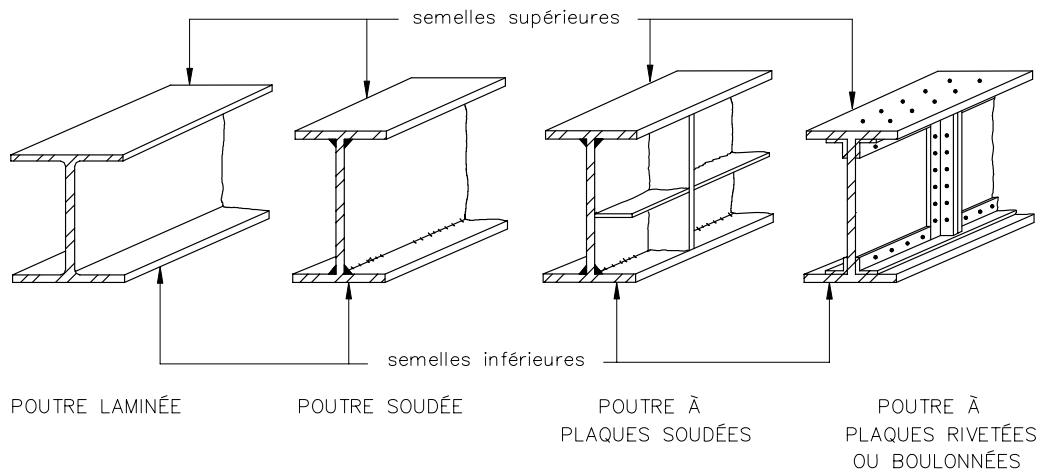


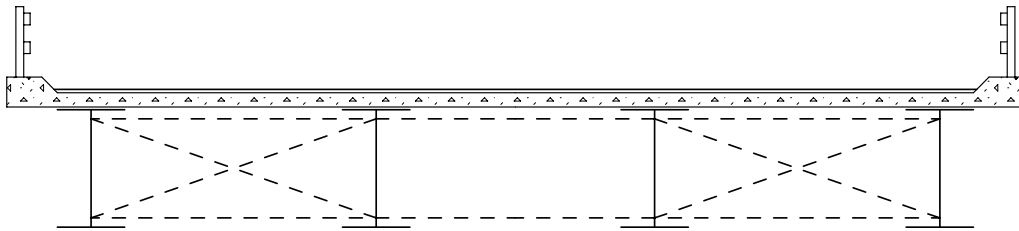
Figure 9.2-1 Pont à poutres à âme pleine

9.2.2 Les poutres en acier

Les poutres en acier sont soit laminées selon des formes normalisées, soit rivetées, boulonnées ou soudées pour obtenir des formes en I, rectangulaires ou trapézoïdales. Elles peuvent être munies de raidisseurs verticaux ou longitudinaux et peuvent être assemblées en un seul élément ou en sections. La figure 9.2-2 illustre différents types de poutres en acier et une coupe type de tablier.



TYPES DE POUTRES EN ACIER



COUPE TYPE DE TABLIER

Figure 9.2-2 Poutres à âme pleine en acier

Nous allons traiter ici des principaux défauts des poutres en acier pouvant affecter ses composantes et son intégrité structurale (figure 9.2-3).

Les principaux défauts des poutres en acier sont les suivants :

- La diminution de section due à la corrosion;
- Le désalignement des poutres;
- Le voilement des parois;
- Le relâchement des assemblages;
- La fissuration;
- Les flèches et les vibrations excessives.

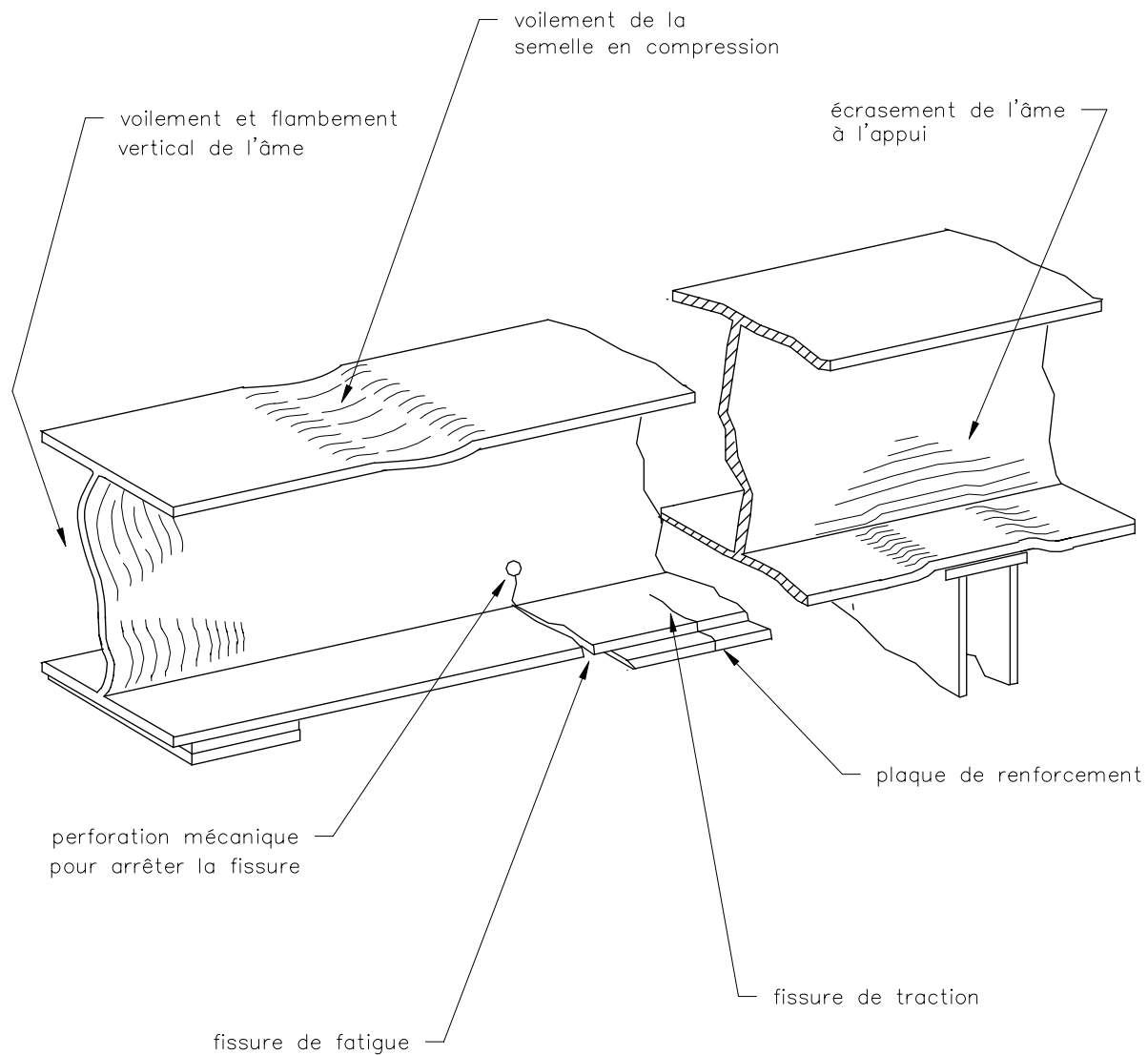


Figure 9.2-3 Défauts des poutres en acier

La diminution de section due à la corrosion

Si la poutre est fortement affectée par la corrosion, la section de certaines composantes peut être réduite considérablement.

Les endroits les plus susceptibles d'être affectés sont près des appuis au niveau des joints du pont et sur les poutres de rive qui sont plus fortement exposées aux intempéries et aux produits de déglacage appliqués sur la surface de roulement.

Les composantes de la poutre les plus touchées sont les semelles inférieures qui retiennent les débris accumulés et aussi les semelles supérieures, principalement lorsque le platelage est en bois ou en grillage métallique.

Cette diminution de section entraîne une perte de capacité de la poutre.

Le désalignement des poutres

Le désalignement des poutres peut être dû à une surcharge trop élevée, à l'impact d'un véhicule ou à l'absence ou l'insuffisance de supports latéraux. Si aucune correction n'est apportée, il peut mener au déversement des poutres.

Le voilement des parois

Le voilement des parois peut survenir à plusieurs endroits et est causé par plusieurs phénomènes.

Le voilement de l'aile en compression est généralement caractérisé par l'ondulation de la semelle supérieure aux environs du centre de la portée. Cependant, pour une portée continue, ce phénomène peut aussi se produire sur la semelle inférieure à proximité des appuis.

Le voilement et le flambement vertical de l'âme sont caractérisés par une ondulation locale ou globale selon le cas et apparaissent généralement près des appuis.

L'écrasement de l'âme peut survenir également au-dessus des appuis.

Des raidisseurs, à proximité et au-dessus des appuis, sont utilisés pour renforcer l'âme de la poutre; ils doivent être droits et bien connectés à l'âme.

Le relâchement des assemblages

Les assemblages d'une poutre en acier peuvent être inadéquats, que ce soit aux joints de continuité, à l'appui ou aux jonctions des différentes composantes d'une poutre assemblée.

Le relâchement des assemblages peut être causé par la corrosion, une vibration excessive ou une surcharge. La fissuration ou la déformation permanente de l'assemblage en sont des signes évidents.

Les assemblages boulonnés ou rivetés sont particulièrement affectés par la corrosion. Les plaques d'assemblage peuvent être corrodées, les boulons ou rivets peuvent être détériorés ou manquants et l'assemblage peut montrer des signes de glissement.

Les assemblages soudés peuvent également être affectés au niveau des soudures. Ces soudures peuvent être fissurées, si elles ont été effectuées dans des endroits difficiles d'accès ou sur des connections difficiles d'accès ou peu courantes. Les connections soudées qui transfèrent un moment fléchissant sont particulièrement à risque ; les soudures reliant les raidisseurs transversaux et longitudinaux à l'âme sont également importantes.

La fissuration

Les fissures dans l'acier sont principalement dues à la fatigue. Les fissures de fatigue sont plus susceptibles d'apparaître dans les régions où il y a un changement brusque de section, comme à l'extrémité des plaques de recouvrement et également dans les assemblages soudés à la jonction des raidisseurs et de l'âme ou de l'aile de la poutre.

Les fissures peuvent aussi être causées par une contrainte excessive dans les zones tendues ou sous l'impact d'un véhicule.

Les flèches et les vibrations excessives

En l'absence de tassement anormal des appuis, la présence de flèches permanentes révèle une insuffisance de la résistance structurale.

Une flèche ou une vibration excessive sous l'action des charges vives est également un indice de faiblesse du système structural.

9.2.3 Les poutres en béton armé

Les poutres en béton armé peuvent être coulées en place ou préfabriquées. Elles sont généralement en forme de T ou de I, de forme rectangulaire ou trapézoïdale, et peuvent avoir des évidements simples ou multiples de formes diverses. La figure 9.2-4 montre différents types de poutres en béton armé et une coupe type de tablier.

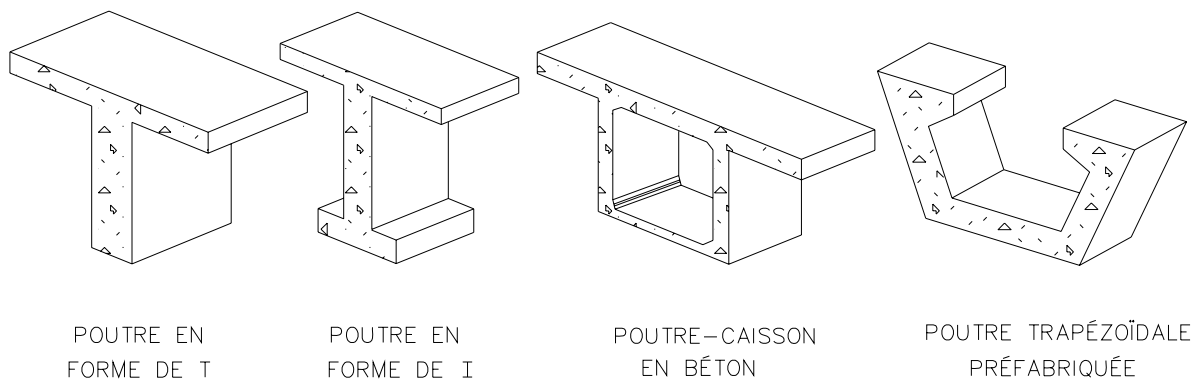
Les dommages structuraux inhérents au béton armé peuvent surtout être analysés à la lumière du mode de fissuration des poutres. En effet, le système de fissuration inhérent au béton armé apparaît dès le chargement de l'ouvrage, et une grande ouverture des fissures, une évolution de leur importance et de leur nombre laissent présumer un comportement anormal.

La figure 9.2-5 illustre les différents types de fissures et leur emplacement, respectivement pour une portée simple et une portée continue.

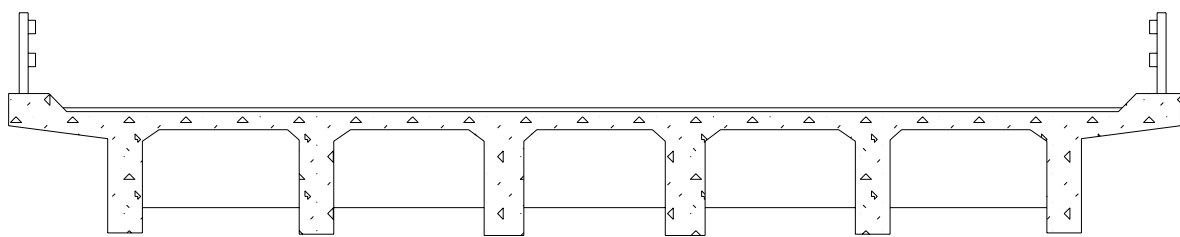
Nous traiterons donc ici des principaux types de fissures possibles d'une poutre en béton armé qui laissent présager une rupture et différents phénomènes affectant l'intégrité structurale de la poutre.

Les principaux défauts des poutres en béton armé sont les suivants :

- Les fissures de flexion;
- Les fissures de cisaillement;
- Les fissures de flexion-cisaillement;
- L'éclatement;
- La diminution de section de l'armature exposée;
- Les flèches et les vibrations excessives.

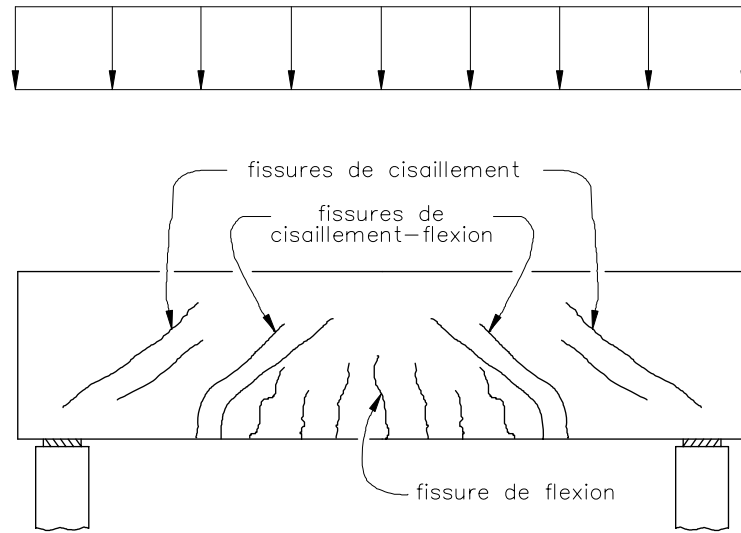


TYPES DE POUTRES EN BÉTON

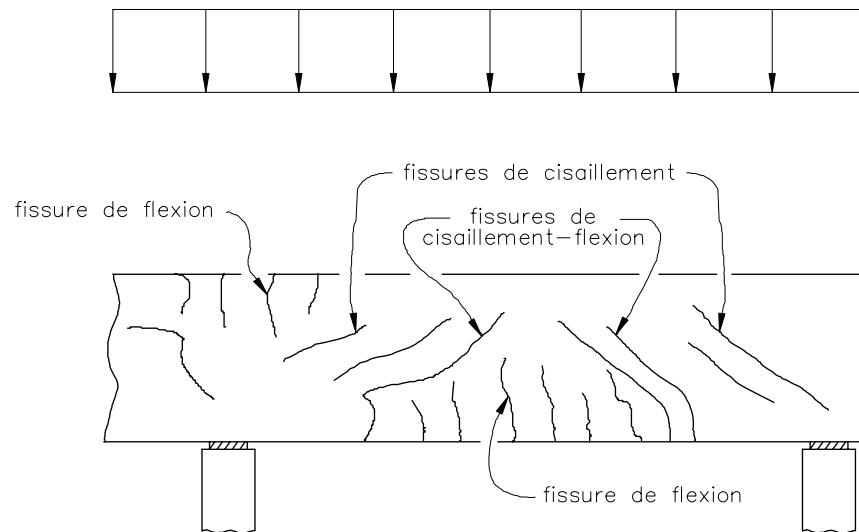


COUPE TYPE DE TABLIER

Figure 9.2-4 Poutres à âme pleine en béton



PORTÉE SIMPLE



PORTÉE CONTINUE

Figure 9.2-5 Fissuration d'une poutre en béton armé

Les fissures de flexion

La présence de fissures verticales au centre d'une portée simple ou au-dessus des appuis d'une poutre continue peuvent laisser présager une rupture en flexion. Ces fissures verticales se développent à partir de la fibre extrême tendue du béton, c'est-à-dire à partir du bas de la poutre au centre des portées ou à partir du haut de la poutre au-dessus des appuis d'une poutre continue. Ils suivent généralement le contour de la poutre et s'atténuent en se rapprochant de la mi-hauteur de celle-ci. Leur importance et leur nombre diminuent à mesure qu'on s'éloigne des sections critiques.

Les fissures de cisaillement

Les fissures de cisaillement sont diagonales (environ à 45°) et sont situées principalement près des appuis. On les retrouve sur les faces verticales des poutres. L'ouverture des fissures est maximum à la mi-hauteur des poutres et s'atténuent à mesure que l'on s'éloigne de la mi-hauteur de celles-ci. Leur importance et leur nombre diminuent à mesure qu'on s'éloigne des appuis.

Ces fissures peuvent engendrer trois types de ruptures, soit la rupture par compression horizontale, la rupture par tension horizontale et la rupture par écrasement ou flambement oblique de l'âme (figure 9.2-6).

La rupture par compression horizontale est caractérisée par une rotation de la poutre par rapport au sommet de la fissure la plus critique et produisant l'écrasement du béton.

La rupture par tension horizontale est due à l'insuffisance de l'ancrage des aciers longitudinaux qui croisent les fissures.

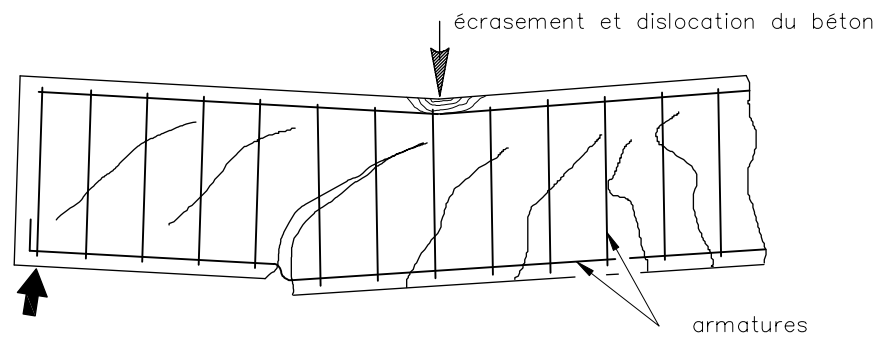
La rupture par écrasement ou flambement oblique de l'âme survient surtout sur des poutres à âme mince.

Les fissures de flexion-cisaillement

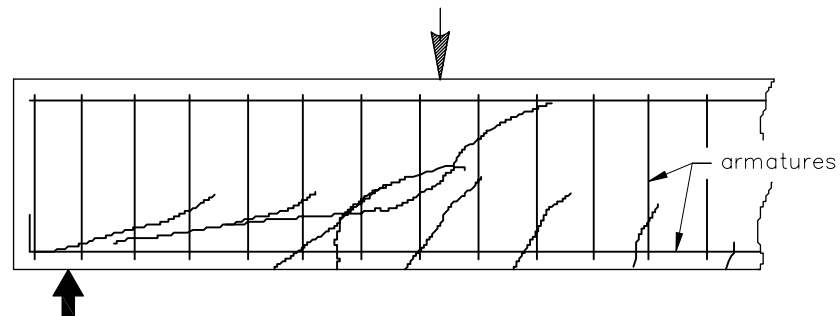
Les fissures de flexion-cisaillement sont dues à l'action combinée de la flexion et du cisaillement. Les fissures s'amorcent verticalement pour ensuite s'incliner à 45° . Elles se situent principalement entre l'appui et le centre de la poutre.

L'éclatement

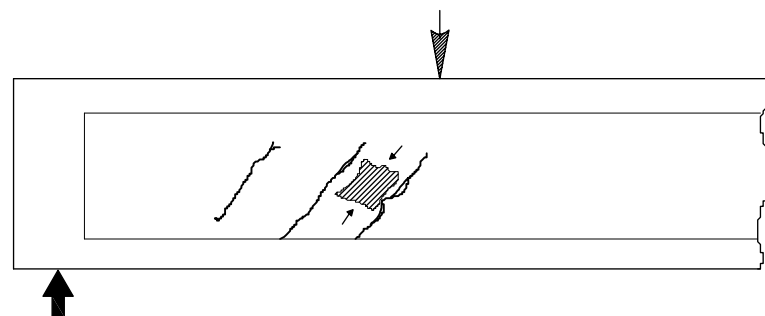
L'éclatement du béton peut survenir aux appuis de la poutre et est principalement dû à une pression trop élevée à l'assise ou à un mouvement thermique inadéquat.



RUPTURE PAR COMPRESSION HORIZONTALE



RUPTURE PAR TENSION HORIZONTALE



RUPTURE PAR ÉCRASEMENT OU FLAMBEMENT OBLIQUE DE L'ÂME

Figure 9.2-6 Ruptures de cisaillement d'une poutre en béton armé

La diminution de section de l'armature exposée

Suite à une détérioration du béton ou à l'impact d'un véhicule, l'armature peut être dégagée et attaquée par la corrosion. La diminution de section d'armature qui en résulte se traduit par une perte de capacité de la poutre.

Les flèches et les vibrations excessives

À moins d'un tassement anormal des appuis, la présence de flèches permanentes révèle une insuffisance de la résistance structurale.

Une flèche ou une vibration excessive sous l'action des charges vives est également un indice de faiblesse du système structural.

9.2.4 Les poutres en béton précontraint

Les poutres en béton précontraint peuvent être coulées en place ou préfabriquées en une pièce ou en segments.

Les poutres préfabriquées sont généralement précontraintes par prétension et ont des formes normalisées.

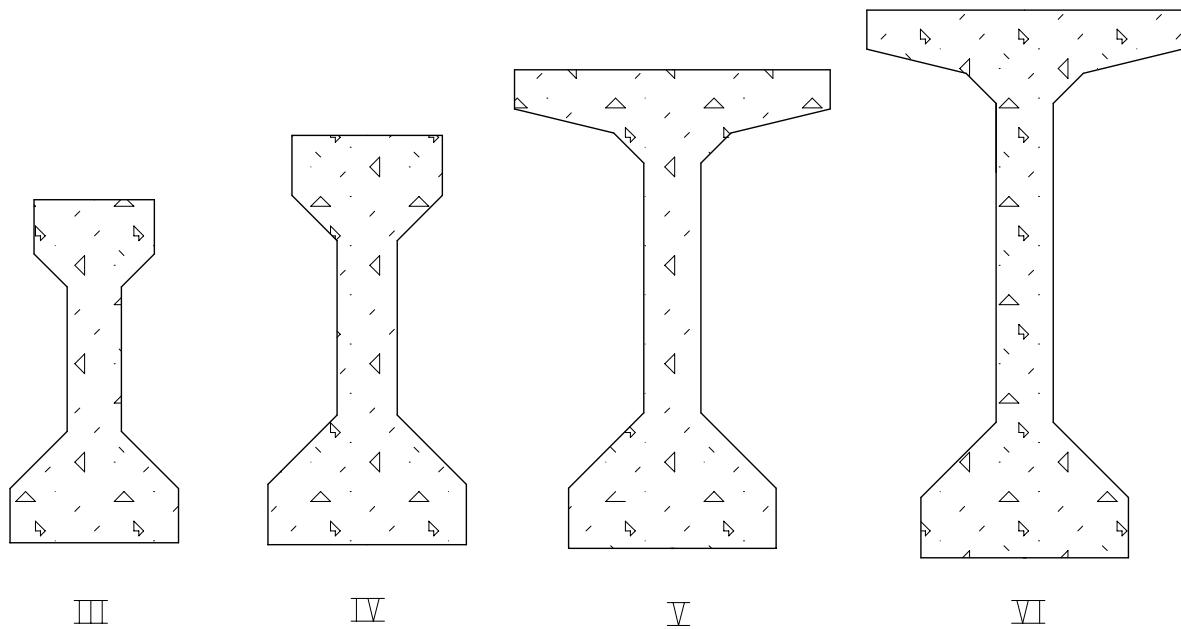
Les poutres coulées en place sont précontraintes par post-tension; elles présentent une forme rectangulaire ou trapézoïdale et peuvent avoir des évidements simples ou multiples de formes diverses.

La figure 9.2-7 montre différents types de poutres en béton précontraint et une coupe type de tablier.

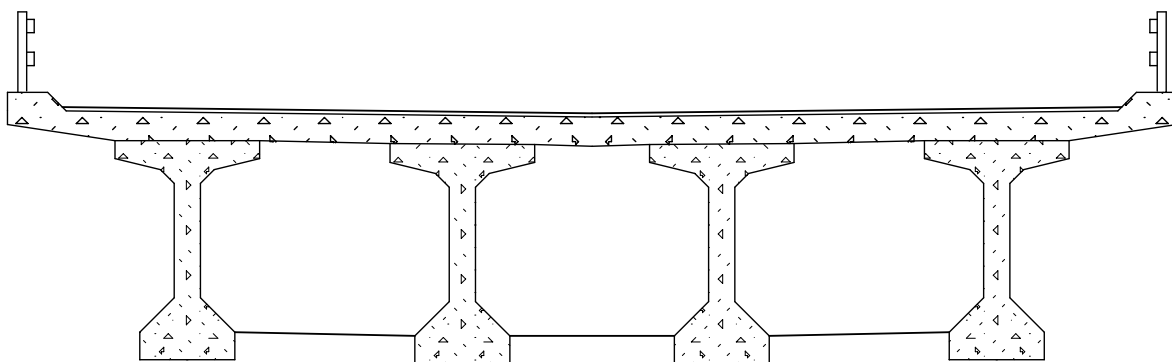
Les différents types de fissures traités dans les poutres en béton armé peuvent s'appliquer également aux poutres en béton précontraint. Dans cette section, nous traiterons donc des types de fissures et d'autres phénomènes inhérents aux poutres en béton précontraint.

Les principaux défauts inhérents aux poutres en béton précontraint sont les suivants :

- Les fissures le long des câbles de précontrainte;
- Les fissures à la liaison entre l'âme et la semelle inférieure;
- Les fissures à la liaison entre l'âme et la semelle supérieure;
- Les fissures d'extrémité;
- Les fissures des zones de continuité sur appui;
- La diminution de section de l'armature de précontrainte exposée;
- Le glissement de l'armature de précontrainte;
- Les flèches et les vibrations excessives.



TYPES DE POUTRES PRÉFABRIQUÉES AASHTO
EN BÉTON PRÉCONTRAIT



COUPE TYPE DE TABLIER

Figure 9.2-7 Poutres à âme pleine en béton précontraint

Les fissures le long des câbles de précontrainte

Ces fissures naissent près des ancrages et se poursuivent dans les âmes et les semelles inférieures des poutres en suivant le tracé des câbles.

Étant sensibles à l'eau, elles peuvent évoluer sous l'action des cycles gel-dégel ou de la corrosion. Dans ce cas, les fissures fines et continues qui suivent le tracé des câbles de précontrainte sont en général soulignées par la présence de calcite (figure 9.2-8).

Les fissures à la liaison entre l'âme et la semelle inférieure

Ces fissures sont le signe d'un mouvement de glissement et sont généralement larges. Le béton présente souvent des éclatements le long de ces fissures, ce qui indique qu'elles sont actives. Elles peuvent être amorcées, quelquefois, par l'impact d'un véhicule (figure 9.2-8).

Les fissures sur la semelle inférieure peuvent aussi être dues à l'insuffisance du nombre d'étriers ou du recouvrement de béton.

Les fissures à la liaison entre l'âme et la semelle supérieure

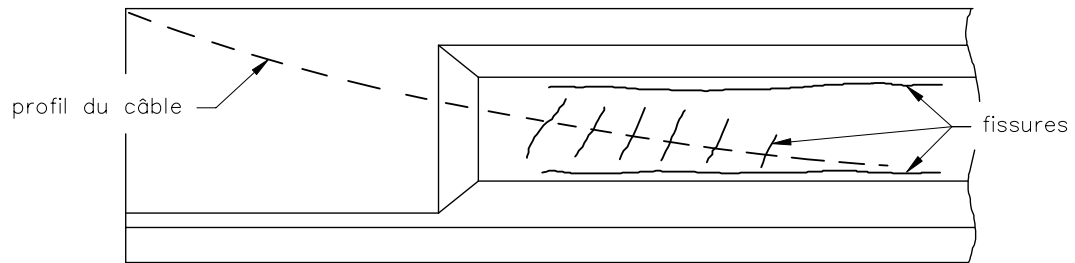
Ces fissures peuvent être causées par un tassement du béton de l'âme par rapport à la semelle supérieure de la poutre durant la coulée ou par le retrait différentiel entre l'âme et la semelle supérieure (figure 9.2-8).

Les fissures d'extrémité

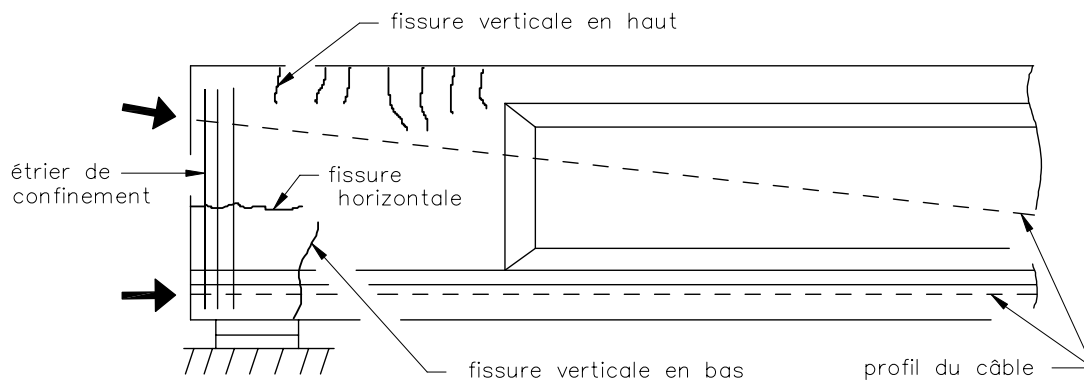
Il y a plusieurs types de fissures d'extrémité (figure 9.2-8). Les fissures horizontales au milieu de la poutre sont souvent dues à un niveau de contrainte trop élevé ou à l'insuffisance d'étriers de confinement.

Les fissures verticales qui s'amorcent en haut d'une poutre peuvent être dues au transfert prématuré de la précontrainte au bas de la poutre.

Les fissures verticales qui s'amorcent en bas d'une poutre peuvent être dues au mauvais fonctionnement des appareils d'appui en service ou au raccourcissement obstrué de la poutre lors du transfert de la précontrainte.



FISSURES LE LONG DES CÂBLES DE PRÉCONTRAINT
ET À LA LIAISON ENTRE L'ÂME ET LES SEMELLES



FISSURES D'EXTRÉMITÉS

Figure 9.2-8 Fissuration des poutres en béton précontraint

Les fissures des zones de continuité sur appui

Certains types d'ouvrages sont construits dans une première phase en travées indépendantes, puis sont rendus continus sur appuis intermédiaires dans une seconde phase. Cette continuité est obtenue par clavage en béton armé ou en béton précontraint.

La fissuration transversale qui affecte quelquefois ces zones est due à plusieurs phénomènes :

- Le comportement différentiel entre le béton de clavage et celui des poutres coulées à des époques distinctes;
- La redistribution d'efforts due aux déformations différées obstruées des poutres;
- L'insuffisance d'acier d'armature ou de précontrainte.

La diminution de section de l'armature de précontrainte exposée

Suite à une détérioration du béton ou à l'impact d'un véhicule, l'armature de précontrainte peut être dégagée et attaquée par la corrosion. La diminution de section d'armature qui en résulte se traduit par une perte de capacité de la poutre. La corrosion de l'armature de précontrainte est beaucoup plus critique que celle de l'armature utilisée en béton armé.

Le glissement de l'armature de précontrainte

Suite à une détérioration du béton ou à l'impact d'un véhicule, l'armature de précontrainte peut être dégagée. Si sa longueur d'ancrage dans le béton est insuffisante pour développer la force de précontrainte par frottement, il y a glissement de l'armature de précontrainte qui devient alors inefficace. Cette situation se remarque par l'état de relâchement de l'armature de précontrainte.

Les flèches et les vibrations excessives

À moins d'un tassement anormal des appuis, la présence de flèches permanentes révèle une insuffisance de la résistance structurale.

Une flèche ou une vibration excessive sous l'action des charges vives est également un indice de faiblesse du système structural.

9.2.5 Les poutres en bois

Les poutres peuvent être en bois scié ou en bois lamellé-collé et sont généralement de forme rectangulaire.

Elles sont assemblées en une seule longueur ou en éléments multiples fixés ensemble à l'aide de plaques ou autres dispositifs de fixation.

La figure 9.2-9 montre différents types de poutres en bois et une coupe type de tablier.

Les principaux défauts des poutres en bois sont les suivants :

- La fêlure;
- L'écrasement;
- La diminution de section;
- Les flèches et les vibrations excessives.

La fêlure

La fêlure est une séparation incomplète d'une pièce de bois.

La fêlure perpendiculaire aux fibres est causée par des efforts de flexion attribuables à une surcharge excessive; elle survient principalement à l'intrados au centre des portées ou à l'extrados au-dessus des appuis, pour une poutre continue.

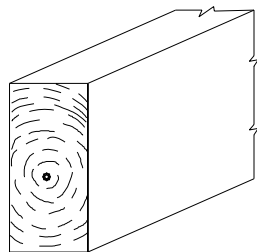
La fêlure parallèle aux fibres est causée par le cisaillement longitudinal et apparaît généralement à la mi-hauteur des poutres.

L'écrasement

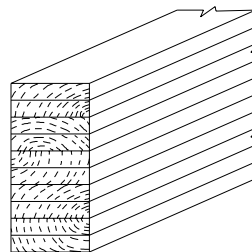
L'écrasement est une déformation permanente des fibres, engendrée par une compression excessive.

L'écrasement perpendiculaire aux fibres apparaît généralement au niveau des appuis de la poutre.

L'écrasement parallèle aux fibres survient principalement à l'extrados au centre des portées ou à l'intrados au-dessus des appuis, pour une poutre continue.

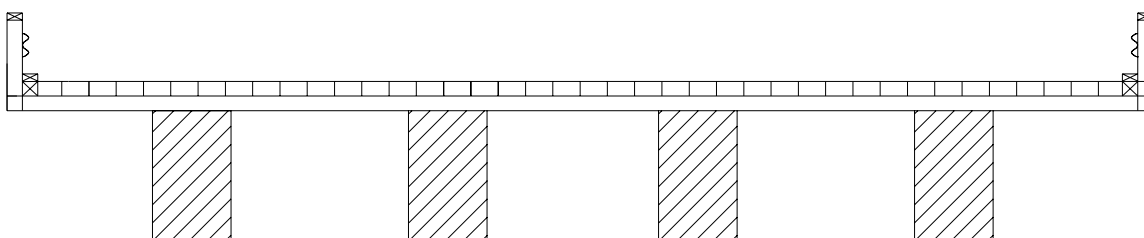


POUTRE EN
BOIS SCIÉ



POUTRE EN
BOIS LAMELLÉ-COLLÉ

TYPES DE POUTRES EN BOIS



COUPE TYPE DE TABLIER

Figure 9.2-9 Poutres à âme pleine en bois

La diminution de section

Suite à l'impact d'un véhicule ou à une détérioration quelconque du bois, la section initiale de la pièce peut être réduite. La diminution de section qui en résulte se traduit par une perte de capacité de la poutre.

Les flèches et les vibrations excessives

La présence de flèches permanentes révèle, à défaut d'un tassement anormal des appuis, une insuffisance de la résistance structurale.

Une flèche ou une vibration excessive sous l'action des charges vives est également un indice de faiblesse du système structural.

9.3 LES DALLES ÉPAISSES

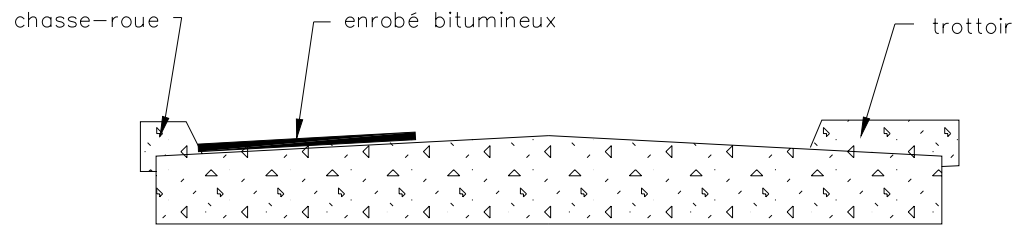
9.3.1 Généralités

Les dalles épaisses sont en béton armé ou en béton précontraint. Elles peuvent être simplement appuyées ou continues.

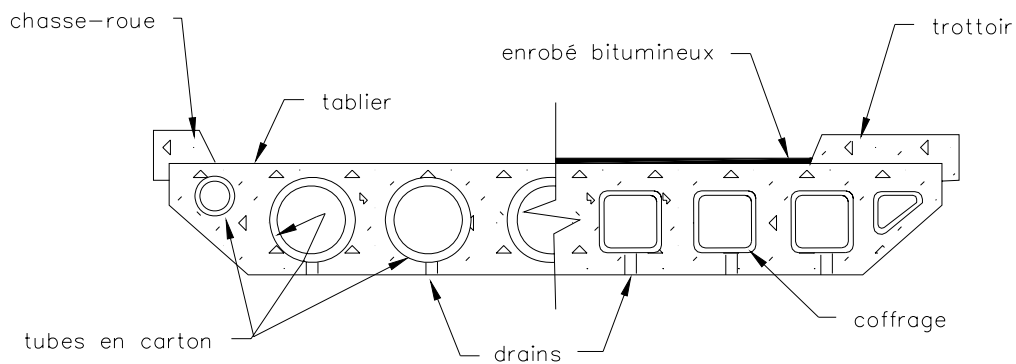
Les dalles épaisses peuvent être pleines ou comporter des évidements de forme ronde, rectangulaire ou trapézoïdale. Elles sont normalement coulées d'une pièce. Les dalles de portiques sont considérées comme dalles épaisses.

L'extrados des dalles épaisses sert de tablier et l'épaisseur d'une dalle épaisse est habituellement uniforme sur toute la largeur du tablier. La figure 9.3-1 montre différents types de dalle épaisse.

Dans cette section, nous traiterons séparément des dalles et des portiques.



DALLE ÉPAISSE PLEINE



DALLE ÉPAISSE AVEC ÉVIDEMENTS

Figure 9.3-1 Types de dalles épaisses

9.3.2 Les dalles

Les dalles dont il est question dans cette section sont indépendantes des composantes verticales de supports, par opposition aux portiques que nous verrons dans la section suivante. La figure 9.3-2 montre un exemple de pont à dalle.

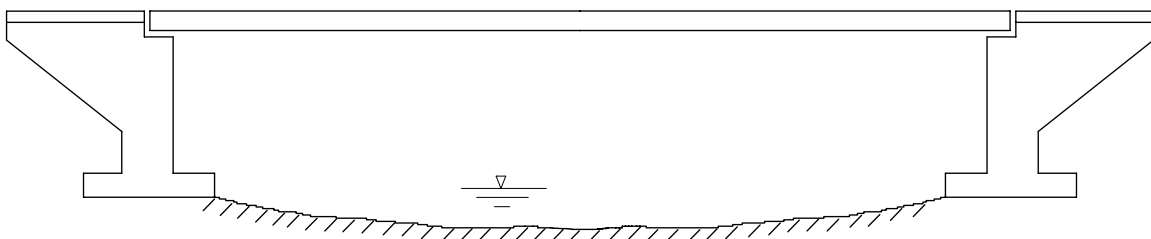


Figure 9.3-2 Ponts à dalle

Les principaux défauts des dalles sont les suivants :

- Les fissures transversales;
- Les fissures longitudinales;
- Les dépôts;
- La diminution de section de l'armature exposée;
- Les flèches et les vibrations excessives.

Les fissures transversales

Les fissures transversales se développent généralement au centre de la travée en intrados ou au-dessus des appuis en extrados pour une dalle continue. Ces fissures sont structurales et indiquent une faiblesse en flexion de la dalle.

Les fissures longitudinales

Les fissures longitudinales sont dues au gradient thermique, surtout pour les dalles de grande largeur et comprenant plusieurs travées continues.

Des fissures longitudinales peuvent également apparaître entre les appareils d'appui, du fait du manque d'armature dans cette région.

Dans les angles des ponts très en biais, un réseau de fissurations perpendiculaires à la ligne d'appui peut se développer. Il peut en découler la désolidarisation du coin de la dalle lorsque les armatures sont insuffisantes et que les directions des armatures longitudinales sont telles qu'elles forment entre elles un angle aigu (figure 9.3-3).

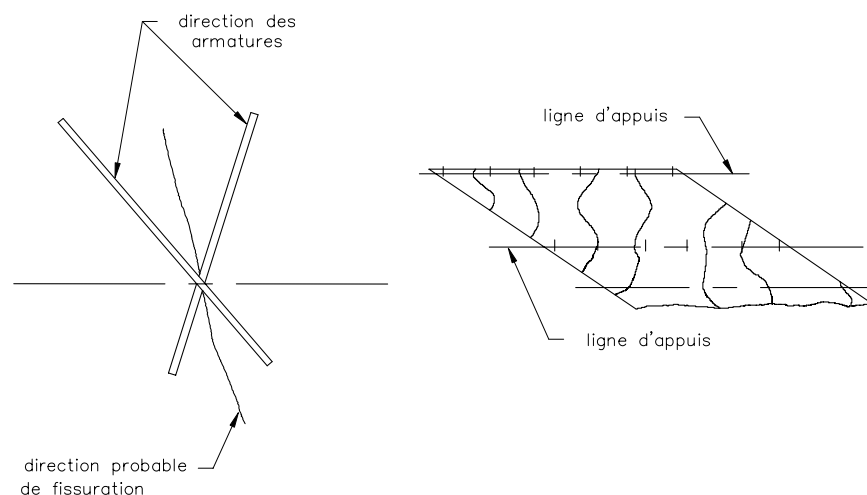


Figure 9.3-3 Fissuration d'une dalle biaise

Les dépôts

Les efflorescences, les stalactites et les traces de calcites soulignant les fissures témoignent de la circulation d'eau à travers le béton et sont des signes évidents de détérioration de la dalle.

La diminution de section de l'armature exposée

Suite à une détérioration quelconque du béton, l'armature peut être dégagée et attaquée par la corrosion. La diminution de section d'armature qui en résulte se traduit par une perte de capacité de la dalle.

Les flèches et les vibrations excessives

À moins d'un tassement anormal des appuis, la présence de flèches permanentes révèle une insuffisance de la résistance structurale.

Une flèche ou une vibration excessive sous l'action des charges vives est également un indice de faiblesse du système structural.

9.3.3 Les portiques

Les portiques sont des structures comportant deux montants verticaux encastrés dans une traverse supérieure et articulés sur les semelles. La traverse supérieure est une dalle d'épaisseur uniforme ou variable avec des goussets droits ou courbés. Les montants verticaux sont soumis aux poussées latérales des terres. Les portiques peuvent également être recouverts d'un remblai. La figure 9.3-4 montre un exemple de portique.

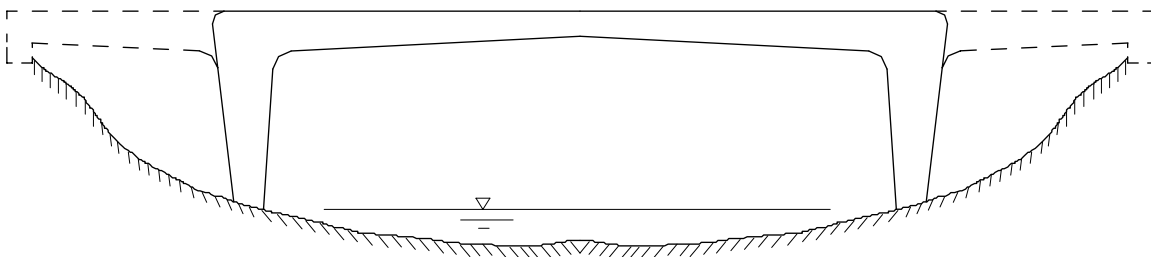


Figure 9.3-4 Portique

Les désordres ont essentiellement pour origine le tassement différentiel du sol de fondation, le retrait du béton entre des parties d'ouvrages coulés à des périodes différentes ou l'insuffisance structurale des composantes du portique.

Les principaux défauts des portiques sont les suivants :

- Les fissures transversales et horizontales;
- Les fissures longitudinales et verticales;
- Les fissures obliques;
- Les dépôts;
- La diminution de section de l'armature exposée;
- Les flèches et les vibrations excessives.

La figure 9.3-5 illustre la fissuration des portiques.

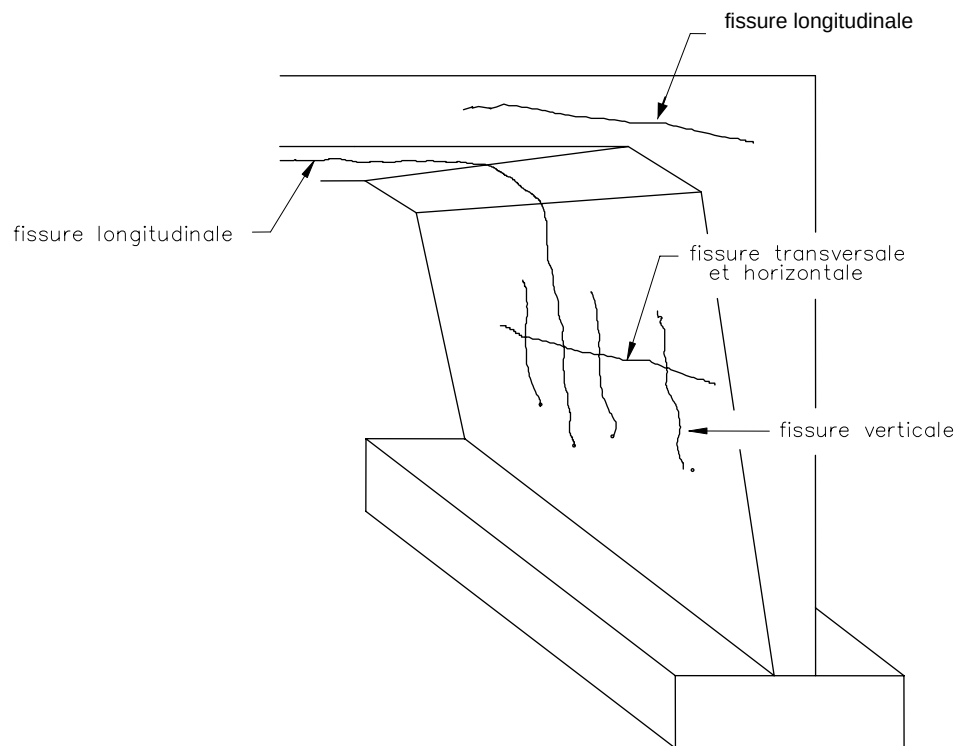


Figure 9.3-5 Fissuration des portiques

Les fissures transversales et horizontales

Ces fissures peuvent se développer à l'intrados de la traverse au centre de la portée ou à l'extrados, à la jonction de la traverse et des montants et au droit des goussets s'il y a lieu. Elles peuvent également être présentes dans les montants, généralement à mi-hauteur. Ces fissures sont structurales.

Les fissures longitudinales et verticales

Les fissures longitudinales et verticales sont dues au gradient thermique, surtout pour les portiques de grande largeur et comprenant plusieurs travées continues.

Les fissures verticales se développent essentiellement dans les montants; dans certains cas, elles se prolongent dans les goussets et deviennent des fissures longitudinales dans la traverse supérieure. Elles ne sont généralement pas d'origine structurale.

Les fissures longitudinales sur les côtés extérieurs des portiques sont généralement dues à la réaction alcali-granulat (RAG). De telles fissures ne sont pas structurales.

Les fissures obliques

Ces fissures se développent dans les angles de la traverse supérieure que présentent parfois les ponts biais.

Les dépôts

Les efflorescences, les stalactites et les traces de calcite soulignant les fissures témoignent de la circulation d'eau à travers le béton et sont des signes évidents de détérioration des différentes composantes du portique.

La diminution de section de l'armature exposée

Suite à une détérioration quelconque du béton, l'armature peut être dégagée et attaquée par la corrosion. La diminution de section d'armature qui en résulte se traduit par une perte de capacité du portique.

Les flèches et les vibrations excessives

La présence d'une flèche permanente de la traverse supérieure ou des montants verticaux est un indice de faiblesse du système structural.

Une flèche ou une vibration excessive sous l'action des charges vives est également un indice de faiblesse du système structural.

9.4 LES POUTRES TRIANGULÉES

9.4.1 Généralités

Les poutres triangulées sont des poutres composées d'une membrure supérieure et d'une membrure inférieure reliées entre elles par des diagonales et des montants. Les composantes d'une poutre triangulée sont soumises à des efforts axiaux; ainsi, pour une poutre indépendante, la membrure supérieure travaille en compression, la membrure inférieure travaille en traction et les diagonales et montants travaillent en compression ou en traction selon la configuration de la poutre triangulée.

Les poutres triangulées sont en acier ou en bois, rarement en béton. Elles peuvent être à portée simple ou à portées multiples, simplement appuyées ou continues et peuvent également se prolonger en porte-à-faux.

Elles sont reliées transversalement par le tablier qui leur transmet les charges par l'intermédiaire du platelage, des longerons et des entretoises. Elles sont également reliées par des contreventements qui en assurent la stabilité contre le déversement et les charges latérales. La figure 9.4-1 montre les différentes composantes d'un pont à poutres triangulées.

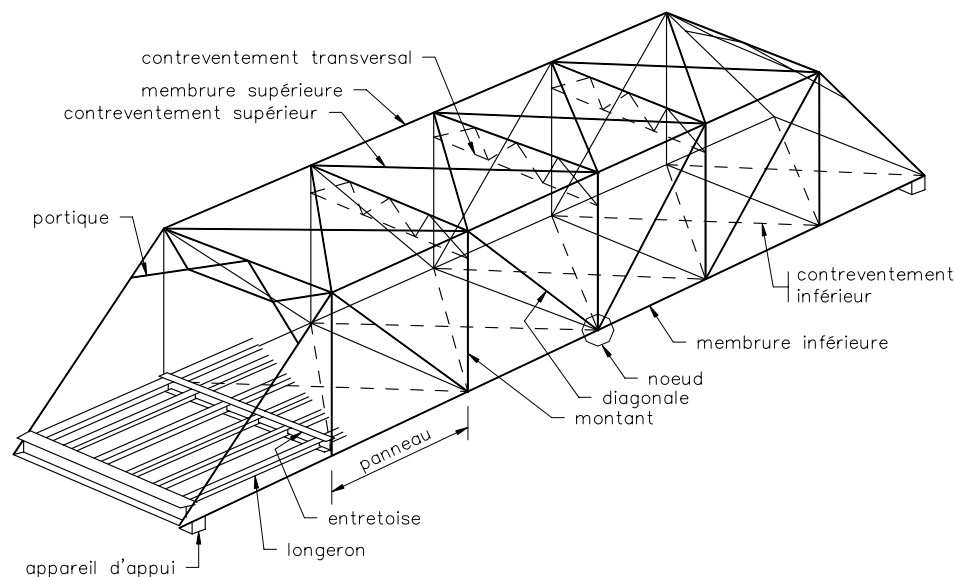
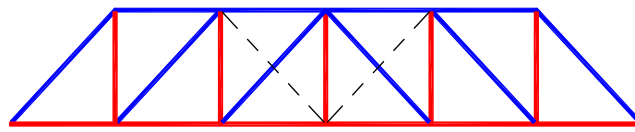


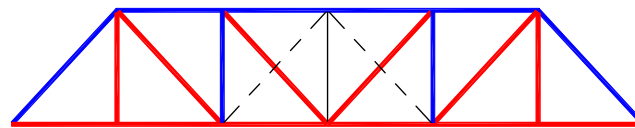
Figure 9.4-1 Pont à poutres triangulées

La plupart des poutres triangulées sont composées d'éléments d'acier qui se présentent soit en sections individuelles d'acier laminé, soit en sections assemblées : boulonnées, rivetées ou soudées ensemble. On en trouve aussi, depuis quelques années, qui sont faites de profilés creux.

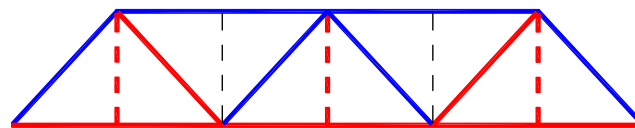
Les poutres triangulées peuvent avoir des dispositions très variées et le cheminement des efforts dans chacune des composantes pour les principales configurations de poutres triangulées est illustré à la figure 9.4-2.



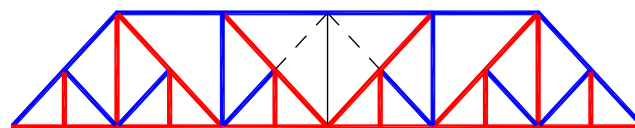
HOWE



PRATT



WARREN



BALTIMORE



Figure 9.4-2 Efforts dans les principales configurations de poutres triangulées

9.4.2 Les types de poutres triangulées

Les principaux types de poutres triangulées sont celles à tablier inférieur, à tablier intermédiaire, à tablier supérieur et celles de type Pony-Warren et de type Bailey.

Les poutres triangulées à tablier inférieur

La particularité des poutres triangulées à tablier inférieur, c'est que ce dernier repose sur les membrures inférieures des poutres. Ces dernières sont reliées à leur sommet, au niveau des membrures supérieures, par des portiques de contreventement ou des contreventements latéraux et à leur base, au niveau des membrures inférieures, par des contreventements horizontaux (figure 9.4-3).

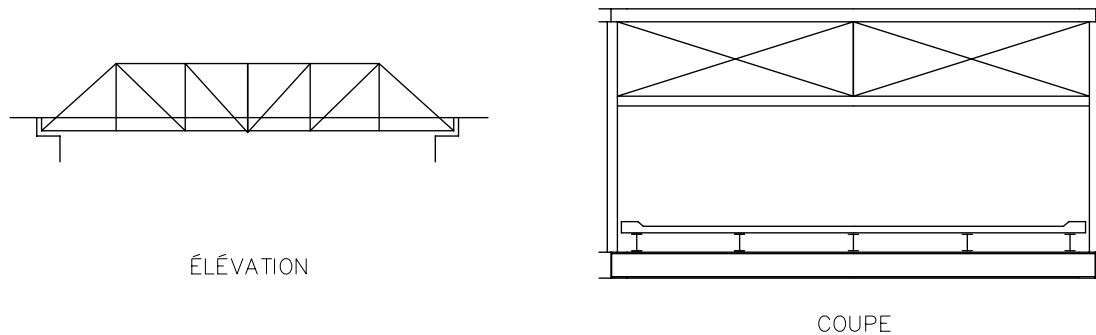


Figure 9.4-3 Poutre triangulée à tablier inférieur

Les poutres triangulées à tablier intermédiaire

Leur particularité provient du fait que le tablier est situé à mi-hauteur, entre les membrures supérieures et inférieures, et repose sur des montants s'appuyant sur les membrures inférieures.

Ces poutres triangulées ne sont pas reliées au niveau des cordes supérieures pour permettre un dégagement vertical sans restriction. Des contreventements peuvent être fixés entre les membrures supérieures et les poutres transversales du tablier du côté extérieur pour stabiliser latéralement les membrures supérieures. Les contreventements latéraux sont placés entre le tablier et les membrures inférieures (figure 9.4-4).

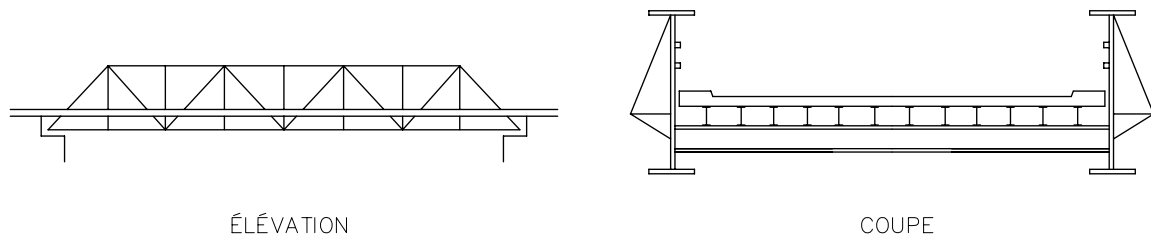


Figure 9.4-4 Poutre triangulée à tablier intermédiaire

Les poutres triangulées à tablier supérieur

La particularité des poutres triangulées à tablier supérieur est que le tablier repose sur les membrures supérieures des poutres.

Ces poutres triangulées sont reliées entre elles par des contreventements latéraux, verticaux et horizontaux sous le tablier (figure 9.4-5).

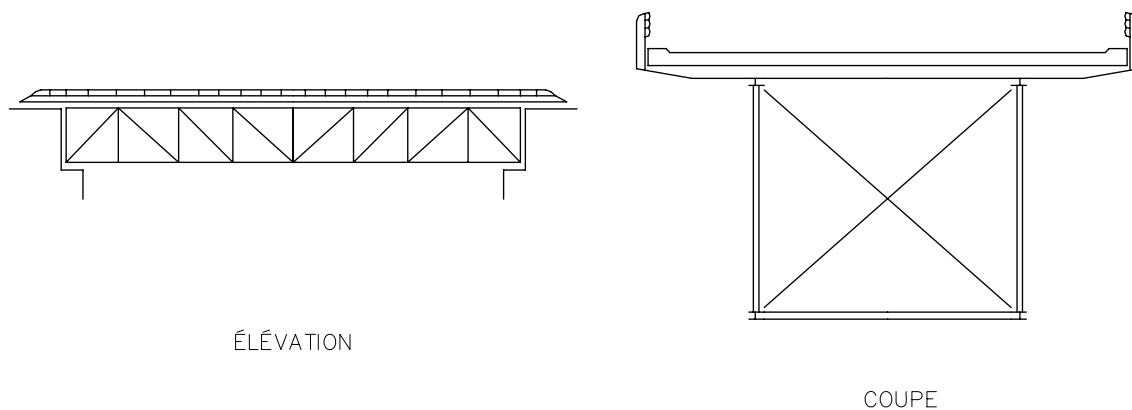


Figure 9.4-5 Poutre triangulée à tablier supérieur

Les poutres triangulées de type Pony-Warren

Les poutres Warren sont des poutres dont les membrures supérieures et inférieures sont reliées par des diagonales disposées en W auxquelles on ajoute parfois des montants. Les poutres triangulées de type Pony-Warren sont des poutres Warren de faible hauteur.

Le tablier repose sur les membrures inférieures et les contreventements latéraux sont situés uniquement sous le tablier.

Puisqu'il n'y a pas de contreventement au niveau des membrures supérieures, leur stabilité peut être assurée par les montants ou des contreventements fixés du côté extérieur entre les membrures supérieure et inférieure (figure 9.4-6).

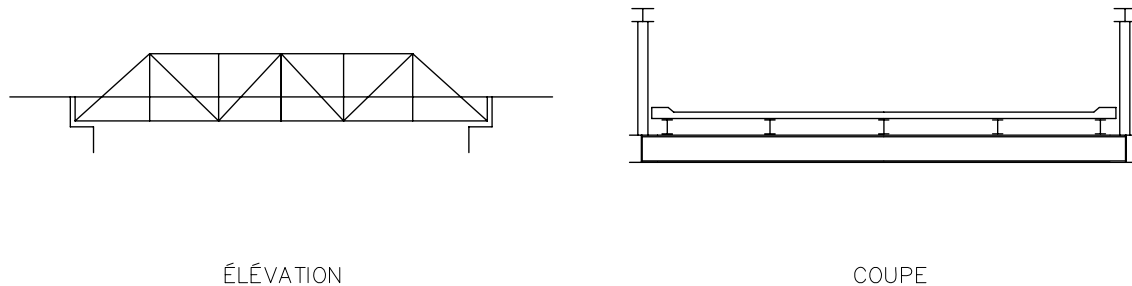


Figure 9.4-6 Poutre triangulée de type Pony-Warren

Les poutres triangulées de type Bailey

Ce sont des assemblages de panneaux en acier utilisés pour la construction d'un pont modulaire, communément appelé pont Bailey. Chaque panneau ou élément du système modulaire est une poutre triangulée comprenant deux membrures d'extrémités séparées par des montants et des diagonales. Ces éléments sont réunis bout à bout puis assemblés par groupes de deux ou trois modules horizontaux et verticaux pour former les poutres maîtresses du pont.

La plupart du temps, il s'agit de poutres triangulées à tablier inférieur. Les contreventements et les systèmes de tablier pour les ponts Bailey sont semblables à ceux des poutres triangulées à tablier inférieur (figure 9.4-7).

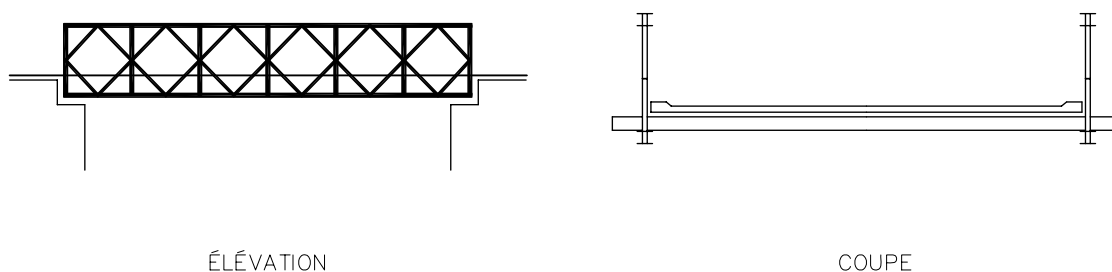


Figure 9.4-7 Poutre triangulée de type Bailey

9.4.3 Les défauts des poutres triangulées en acier

Cette section traite uniquement des défauts des poutres triangulées en acier.

Les défauts des entretoises et longerons du tablier sont traités dans les sections 9.2.2 ou 9.2.5, selon qu'ils sont en acier ou en bois.

Les principaux défauts des poutres triangulées en acier sont les suivants :

- La diminution de section due à la corrosion;
- Le désalignement des composantes;
- Le voilement des parois et le flambement;
- La striction des parois;
- Le relâchement des assemblages;
- La fissuration;
- Les flèches et les vibrations excessives.

La diminution de section due à la corrosion

La corrosion peut affecter certaines composantes d'une poutre triangulée. L'humidité, les dépôts et les produits de déglacage appliqués sur la surface de roulement et qui se retrouvent sur la corde inférieure contribuent à sa corrosion, particulièrement pour les poutres triangulées à tablier inférieur. Les endroits critiques de la corde inférieure sont surtout près des assemblages qui favorisent la rétention des dépôts et par conséquent l'action de la corrosion.

Le désalignement des composantes

La poutre triangulée doit être, dans son ensemble, bien alignée, et cette constatation peut se faire visuellement. Le désalignement d'une composante peut être due à une surcharge trop élevée, à l'impact d'un véhicule ou à l'insuffisance de contreventements.

Le désalignement de la corde supérieure en compression est critique et est un indice de surcharge de la poutre.

Les membrures d'extrémités et les membrures intérieures entre les cordes sont vulnérables aux collisions dues aux véhicules et peuvent être désaxées, ce qui réduit leur capacité.

Le voilement des parois et le flambement

Les membrures en compression d'une poutre triangulée peuvent être surchargées et alors subir un voilement d'une des parois constituant la membrure ou un flambement global de cette dernière.

Le voilement est caractérisé par l'apparition d'une ondulation sur la paroi de la composante et est l'indice précurseur de son flambement.

Le flambement est une rupture caractérisée par le désaxement complet de la composante qui devient inefficace.

Pour une poutre triangulée indépendante, les composantes en cause sont la membrure supérieure et les diagonales ou les montants en compression.

La striction des parois

Les membrures en tension d'une poutre triangulée peuvent être surchargées et se déformer jusqu'à la striction de la paroi.

La striction est caractérisée par une réduction visible et très localisée de l'épaisseur de la paroi et est généralement accompagnée de l'écaillage de la peinture.

Pour une poutre triangulée indépendante, les composantes en cause sont la membrure inférieure et les diagonales ou les montants en traction.

Le relâchement des assemblages

Les assemblages d'une poutre triangulée sont particulièrement nombreux et peuvent être inadéquats.

Le relâchement des assemblages peut être causé par la corrosion, une vibration excessive ou une surcharge. La fissuration ou la déformation permanente de l'assemblage en sont des signes évidents.

Les assemblages boulonnés ou rivetés sont particulièrement affectés par la corrosion. Les plaques d'assemblages peuvent être corrodées, les boulons et rivets peuvent être détériorés ou manquants et l'assemblage peut montrer des signes de glissement.

Les assemblages soudés peuvent aussi être affectés au niveau des soudures. Il importe donc que toute fissure soit détectée.

La fissuration

Les fissures dans l'acier sont principalement dues à la fatigue. Les fissures de fatigue sont plus susceptibles d'apparaître dans les régions où il y a un changement brusque de section, comme à l'extrémité des plaques de recouvrement aux joints et au niveau des soudures des assemblages soudés.

Les fissures peuvent aussi être causées par une contrainte excessive dans les membrures en traction ou par l'impact d'un véhicule.

Les flèches et les vibrations excessives

À moins d'un tassement anormal des appuis, la présence de flèches permanentes révèle une insuffisance de la résistance structurale.

Une flèche ou une vibration excessive sous l'action des charges vives est également un indice de faiblesse du système structural.

9.5 LES ARCS

9.5.1 Généralités

Un arc est une poutre courbe dans le plan vertical sur laquelle les charges verticales intermédiaires sont retransmises aux extrémités de l'arc, principalement en imposant des contraintes axiales de compression dans l'arc. Les réactions d'appui sont obliques et la composante horizontale est appelée poussée.

Les arcs sont constitués d'une poutre à paroi pleine ou triangulée, de hauteur constante ou variable. Ils sont généralement composés d'une membrure horizontale et d'un arc relié par un tympan rigide ou flexible, qui peut être un mur plein ou une série de montants ou de suspentes et de diagonales de longueurs variables.

Les arcs sont surtout en béton ou en acier. Ils peuvent être à portée simple ou à portées multiples et être encastrés ou rotulés à une, deux ou trois articulations.

Les éléments des arcs en acier comportent soit des éléments laminés individuels, soit des éléments assemblés qui sont soudés, boulonnés ou rivetés ensemble. Certains arcs en acier peuvent aussi comporter des éléments pleins, ronds ou carrés, tandis que les arcs en acier de construction récente comportent aussi des éléments tubulaires. Les éléments individuels des arcs en acier sont reliés ensemble grâce à des plaques ou des goussets et sont attachés par des chevilles, rivets, boulons ou par soudage.

Les arcs en béton sont généralement de construction monolithique avec le tablier, créant ou impliquant ainsi une distribution extrêmement complexe des contraintes entre les éléments. De plus, lorsque les extrémités des arcs sont encastrées, les tassements différentiels des fondations peuvent entraîner des dommages importants.

9.5.2 Les types d'arcs

Les arcs sont classés suivant la position du tablier et le matériau principal les constituant. On a donc les arcs à tablier inférieur, intermédiaire ou supérieur, en béton armé ou en acier.

Les arcs à tablier inférieur

Leur tablier est situé à la naissance de l'arc, auquel il est relié par des suspentes. Ces arcs peuvent ou non comporter un tirant (figures 9.5-1 et 9.5-2).

Les arcs à tablier inférieur et tirant sont utilisés lorsque la capacité du sol n'est pas suffisante pour résister à la poussée horizontale; les réactions d'appui sont alors verticales.

Les tirants peuvent transférer les charges qui proviennent du tablier aux suspentes, puisqu'ils sont généralement situés au même niveau. Il peut aussi y avoir un système de contreventements latéraux reliant les arcs au-dessus du niveau de la chaussée et un autre sous le tablier.

Les arcs à tablier inférieur sans tirant sont utilisés lorsque la capacité du sol est suffisante pour résister à la poussée horizontale.

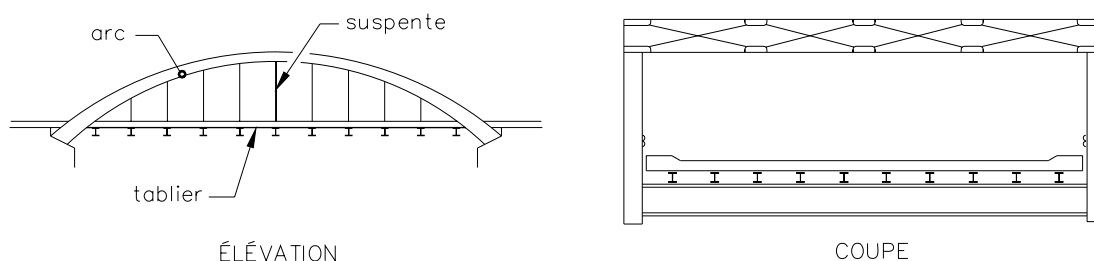


Figure 9.5-1 Arc à tablier inférieur sans tirant

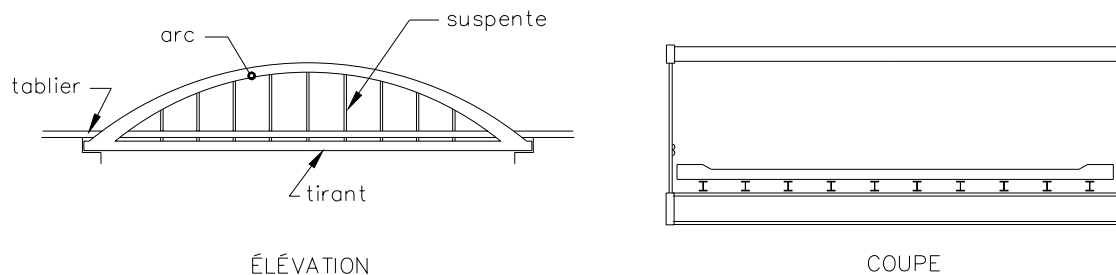


Figure 9.5-2 Arc à tablier inférieur avec tirant

Les arcs à tablier intermédiaire

Ils possèdent un tablier dont la partie centrale est suspendue sous l'arc et dont les parties d'extrémité sont appuyées, par l'intermédiaire des montants, sur les parties extérieures de l'arc (figure 9.5-3).

Outre le système de contreventement latéral sous le tablier, un système de contreventement reliant les deux arcs est prévu au-dessus du tablier pour la partie centrale et en dessous pour les extrémités.

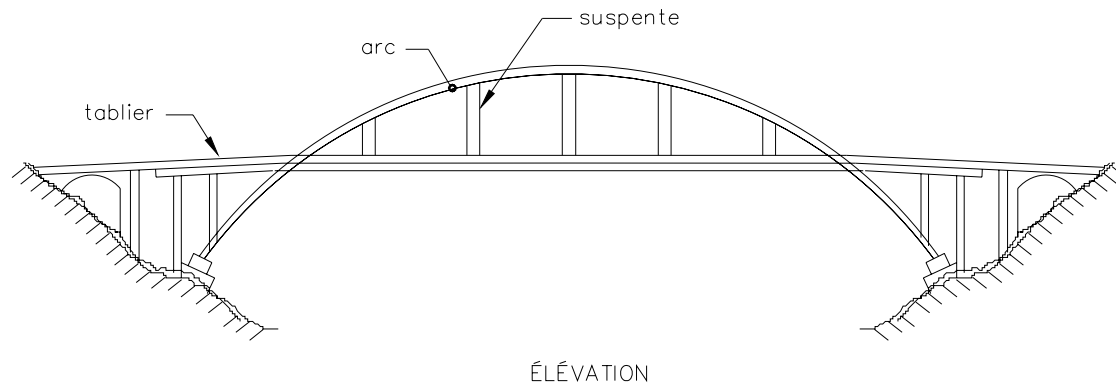


Figure 9.5-3 Arc à tablier intermédiaire

Les arcs à tablier supérieur

Ils possèdent un tablier qui s'appuie sur l'arc par l'intermédiaire de montants (figure 9.5-4). On les utilise lorsque la capacité du sol est suffisante pour résister à la poussée horizontale. Le système de contreventement qui relie les deux arcs est alors complètement sous le tablier. Les arcs peuvent être constitués de deux ou plusieurs membrures ou d'une dalle épaisse à largeur ou épaisseur variable.

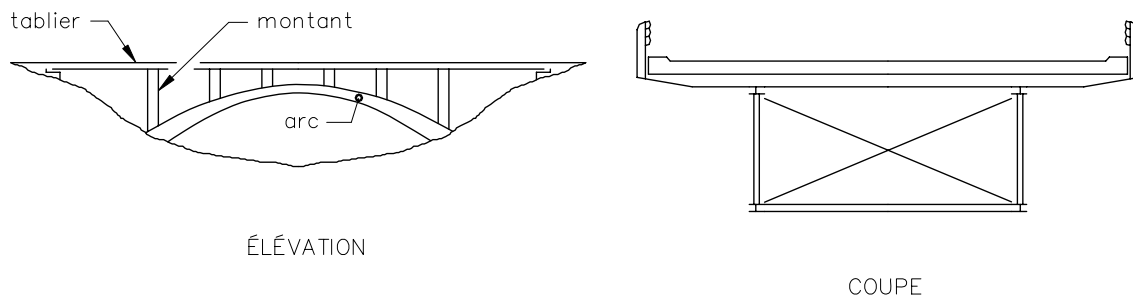


Figure 9.5-4 Arc à tablier supérieur

Les arcs avec mur tympan et remplissage et les arcs avec remblai sont des cas particuliers d'arcs à tablier supérieur.

Les arcs avec mur tympan et remplissage sont surtout utilisés lorsqu'il s'agit de courte travée et les extrémités de l'arc sont généralement encastrées. Le dessus de l'arc est remblayé d'un matériau granulaire qui sert de support à la surface de roulement. Les côtés de ce type d'arc sont formés par des murs de soutènement et des murs en aile (figure 9.5-5).

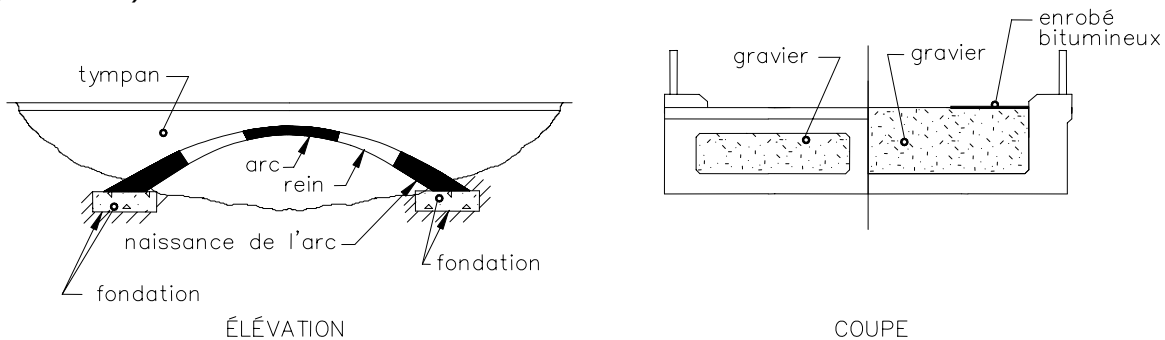


Figure 9.5-5 Arc à tablier supérieur avec mur tympan et remplissage

Les arcs avec remblai uniquement sont identiques au type précédent, sauf qu'il n'y a pas de mur de soutènement (figure 9.5-6).

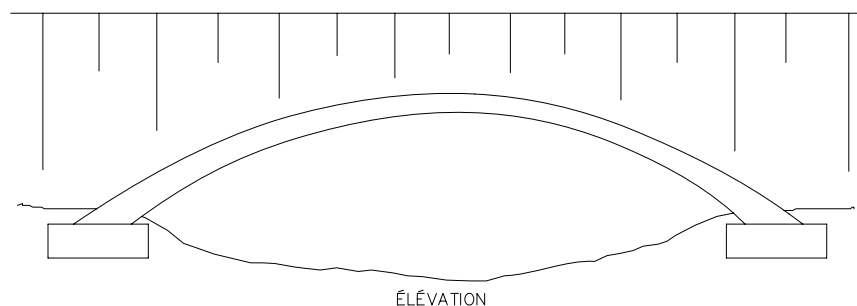


Figure 9.5-6 Arc à tablier supérieur avec remblai

9.5.3 Les défauts des arcs

Plusieurs défauts des arcs sont similaires à ceux associés aux autres structures en acier ou en béton. Nous traiterons donc dans cette section uniquement des défauts inhérents aux arcs, qu'ils soient en acier ou en béton.

Les arcs sont surtout sensibles aux mouvements, même faibles, des appuis, au retrait et aux effets thermiques.

Les principaux défauts inhérents aux arcs sont les suivants :

- Les fissures transversales;
- Les fissures longitudinales;
- Les articulations déficientes;
- Le comportement inadéquat de l'about du tablier;
- Les défauts spécifiques au tirant;
- Le fonctionnement inadéquat des dispositifs d'évacuation des eaux d'infiltration.

Les fissures transversales

Ce défaut d'arc en béton survient le plus souvent à la clef ou au droit des montants.

Les fissures transversales à la clef sont dues au tassement différentiel des appuis (figure 9.5-7).

Les fissures transversales au droit des montants sont particulières aux arcs à tablier supérieur ou intermédiaire. Elles se situent à l'intrados de l'arc au droit des montants et sont actives sous les effets thermiques; elles proviennent du fait que les déformations de l'arc sont contrariées par ces montants, qui transmettent des charges importantes.

Les fissures longitudinales

Ce défaut des arcs en béton survient le plus souvent au tympan ou sur l'arc.

Les fissures longitudinales au tympan sont dues au tassement différentiel d'appui à appui (figure 9.5-7) ou au tassement différentiel transversal sous une même ligne d'appui.

Les fissures longitudinales à l'arc sont dues à une insuffisance, voire à l'absence, d'acier transversal. Le béton n'est alors pas assez confiné vis-à-vis des tractions résultant des efforts de compression dans l'arc. De telles fissures se produisent également lorsque les arcs sont constitués de caissons, du fait des rigidités différentes des âmes et du hourdis (figure 9.5-8).

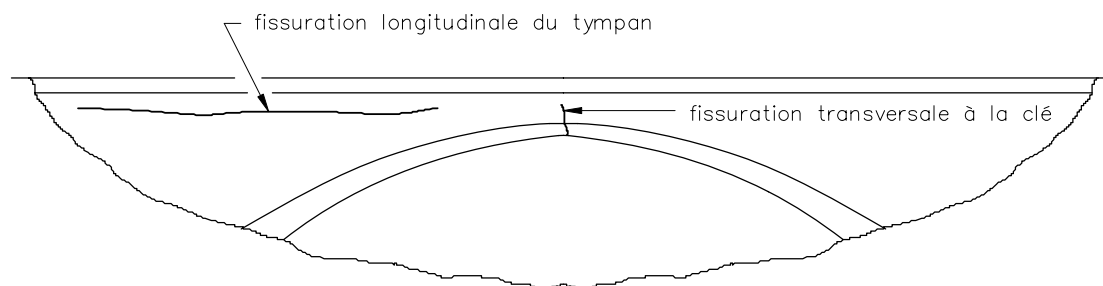


Figure 9.5-7 Fissuration d'un arc en béton

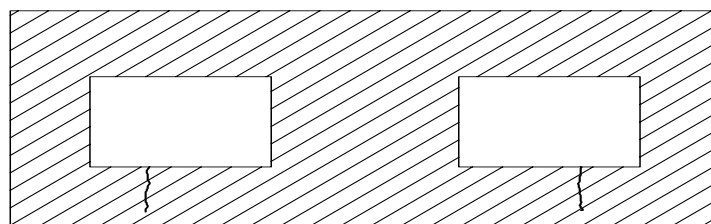


Figure 9.5-8 Fissuration longitudinale d'arcs en caisson

Les articulations déficientes

Les articulations peuvent perdre leur fonctionnalité du simple fait de l'accumulation de débris divers ou de la détérioration du matériau le constituant.

De plus, les articulations peuvent être bloquées par mise en butée du dispositif de retenue si celui-ci est suffisamment rigide.

Le comportement inadéquat de l'about du tablier

Lorsque l'arc est à tablier supérieur ou intermédiaire, l'about du tablier a tendance à se soulever lorsqu'une charge est appliquée au-delà du premier montant, ce qui occasionne des battements nuisant à la bonne tenue de l'appareil d'appui et de l'about du tablier lui-même.

Les défauts spécifiques au tirant

Ces défauts s'appliquent à l'arc à tablier inférieur avec tirant. L'arc à tirant est une des structures les moins redondantes, puisque sa capacité est reliée entièrement aux deux tirants qui résistent à la poussée horizontale de l'arc. Le moindre défaut, que ce soit la détérioration, la fissuration ou autre, doit être détecté.

Le point le plus critique est l'assemblage du tirant avec l'arc, surtout s'il est soudé. Les soudures doivent être examinées avec soin afin de détecter les fissures probables. Les assemblages entre le tablier et les tirants doivent aussi être inspectés de même que ceux entre les montants et les tirants.

Le fonctionnement inadéquat des dispositifs d'évacuation des eaux d'infiltration

Dans les arcs avec mur tympan et remplissage et les arcs avec remblai, il faut s'assurer que les dispositifs d'évacuation des eaux d'infiltration sont efficaces afin d'éviter les dommages dus à l'accumulation d'eau.

9.6 LES DIAPHRAGMES ET LES CONTREVENTEMENTS

9.6.1 Les diaphragmes

Les diaphragmes sont des membrures transversales qui relient les éléments principaux supportant les charges de gravité. Ils ont pour fonction de contreventer les membrures principales et donc d'assurer la rigidité du système structural. Ils servent ainsi à distribuer les charges latérales dues au vent ou aux séismes, aux autres contreventements et aussi à résister à la torsion.

Les diaphragmes sont en acier, en bois ou en béton et sont normalement en position verticale. Ils peuvent être d'une seule pièce ou assemblés.

Les diaphragmes peuvent être classés en éléments porteurs ou non porteurs.

Les diaphragmes porteurs se situent aux appuis de pont et sont conçus pour transférer les charges aux appareils d'appui et pour des besoins de soulèvement de la structure.

Les diaphragmes non porteurs sont conçus pour donner un support latéral ou pour répartir la charge entre les éléments du système structural.

Des diaphragmes types sont illustrés à la figure 9.6.

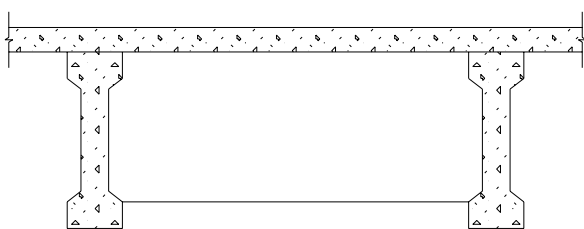
9.6.2 Les contreventements

Les contreventements sont des systèmes secondaires de membrures qui servent essentiellement à stabiliser le système structural contre les charges de vent ou de séismes et contre les charges de torsion.

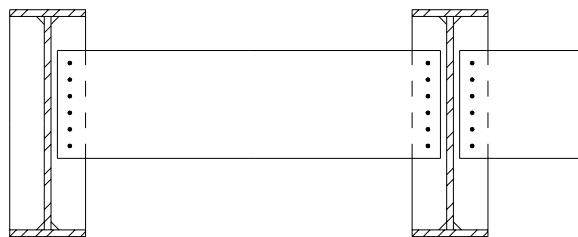
Ils permettent la distribution de ces charges latérales à travers le système structural et procurent en plus un support aux membrures en compression.

Les contreventements peuvent être dans le plan vertical ou horizontal. Ils sont en béton, en acier ou en bois et se situent entre les éléments principaux.

Ils peuvent être assemblés pour obtenir des formes en « X » ou en « K ». Des contreventements types sont illustrés aux figures 9.4-1 et 9.6.

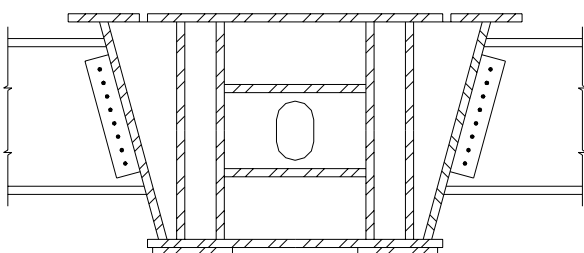


DIAPHRAGME NON PORTEUR EN BÉTON

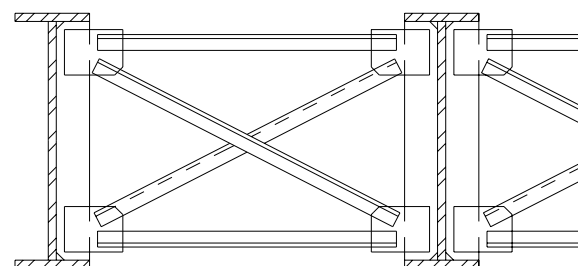


DIAPHRAGME NON PORTEUR EN ACIER

DIAPHRAGME INTERMÉDIAIRE



DIAPHRAGME PORTEUR DANS LES
POUTRES-CAISSONS EN ACIER



CONTREVENTEMENT EN ACIER

DIAPHRAGME D'EXTRÉMITÉ

Figure 9.6 Diaphragmes et contreventement

9.6.3 Les défauts des diaphragmes et des contreventements

Dans cette section, nous traiterons à la fois des défauts des diaphragmes et des contreventements, défauts qui pour la plupart s'apparentent à ceux déjà énoncés pour les différents systèmes structuraux.

Les principaux défauts des diaphragmes et des contreventements sont les suivants :

- La diminution de section due à la corrosion;
- Le désalignement des composantes;
- Le voilement des parois et le flambement;
- Le relâchement des assemblages;
- La fissuration des diaphragmes en béton;
- L'absence ou l'insuffisance de diaphragme ou de contreventement;
- Les vibrations excessives.

La diminution de section due à la corrosion

Les membrures des diaphragmes et des contreventements en acier peuvent être affectées par la corrosion. Les composantes affectées sont surtout celles qui sont près du tablier, comme les contreventements inférieurs, principalement au niveau des surfaces horizontales comme les goussets des assemblages.

La diminution de section qui résulte de la corrosion se traduit par une perte de capacité de la composante affectée.

Le désalignement des composantes

Le désalignement des composantes d'un contreventement ou d'un diaphragme peut être dû à une surcharge trop élevée, à l'impact d'un véhicule ou à un vice de construction.

Si les longueurs des membrures d'un contreventement ou d'un diaphragme sont inadéquates ou que le pont est mal aligné, il en résulte un désalignement de ces composantes.

Les contreventements supérieurs sont particulièrement vulnérables aux collisions dues aux véhicules qui dépassent la hauteur maximale permise.

Le voilement des parois et le flambement

Les membrures d'un contreventement ou d'un diaphragme en acier peuvent être surchargées et alors subir un voilement d'une des parois constituant la membrure ou un flambement global de cette dernière.

Le relâchement des assemblages

Les assemblages des diaphragmes et des contreventements en acier peuvent être inadéquats.

Le relâchement des assemblages peut être causé par la corrosion, une vibration excessive ou une surcharge. La fissuration ou la déformation permanente de l'assemblage en sont des signes évidents.

Les assemblages boulonnés ou rivetés sont particulièrement affectés par la corrosion. Les plaques d'assemblages peuvent être corrodées, les boulons ou rivets peuvent être détériorés ou manquants et l'assemblage peut montrer des signes de glissement.

Les assemblages soudés peuvent également être affectés au niveau des soudures. Il importe donc que toute fissure soit détectée.

La fissuration des diaphragmes en béton

Cette fissuration verticale ou inclinée apparaît aux raccords entre les poutres principales et les diaphragmes en béton. Elle correspond essentiellement à des phénomènes de retrait différentiel du béton ou, le cas échéant, à des mises en tension d'acier de précontrainte ayant provoqué des déformations dissymétriques entre poutres, mal reprises par le diaphragme anormalement sollicité.

Dans le cas des diaphragmes porteurs, la fissuration du diaphragme est souvent révélatrice d'une insuffisance de sa résistance suite à des tassements différentiels d'appui, à un vérinage ou à une sollicitation trop importante du diaphragme sous les charges vives.

L'absence ou l'insuffisance de diaphragme ou de contreventement

Si des diaphragmes ou des contreventements sont absents ou semblent insuffisants, le système structural peut en être affecté.

Les vibrations excessives

Une vibration excessive des diaphragmes ou des contreventements sous l'action des charges vives est un indice de faiblesse de ces éléments.

CHAPITRE 10

TABLIER ET APPROCHES

TABLES DES MATIÈRES

10.1	GÉNÉRALITÉS	10-1
10.2	LE PLATELAGE	10-1
10.2.1	La dalle sur poutres en béton armé	10-1
10.2.2	La dalle épaisse	10-5
10.2.3	Le platelage en bois	10-7
10.2.4	La dalle orthotrope	10-10
10.2.5	Le caillebotis	10-13
10.2.6	Le platelage en tôle ondulée	10-16
10.3	LA SURFACE DE ROULEMENT	10-18
10.3.1	Le béton de ciment	10-18
10.3.2	L'enrobé bitumineux	10-18
10.3.3	Le plancher en bois	10-19
10.3.4	Le bitume caoutchouté	10-19
10.3.5	Le caillebotis	10-19
10.3.6	Le matériau granulaire	10-19
10.4	LE CHASSE-ROUE ET LE TROTTOIR	10-20
10.5	L'APPROCHE ET LA DALLE DE TRANSITION	10-25
10.6	LE DRAINAGE ET LES SYSTÈMES DE DRAINAGE	10-31

LISTE DES FIGURES

Figure 10.2-1	Dalle sur poutres	10-3
Figure 10.2-2	Dalle sur poutres	10-4
Figure 10.2-3	Dalle épaisse	10-6
Figure 10.2-4	Platelage en bois	10-8
Figure 10.2-5	Platelage en bois	10-9
Figure 10.2-6	Dalle orthotrope	10-12
Figure 10.2-7	Caillebotis	10-14
Figure 10.2-8	Caillebotis	10-15

Figure 10.2-9	Platelage en tôle ondulée	10-17
Figure 10.4-1	Chasse-roues	10-22
Figure 10.4-2	Trottoirs	10-23
Figure 10.4-3	Trottoirs en porte-à-faux	10-24
Figure 10.5-1	Dalle de transition	10-25
Figure 10.5-2	Défauts de l'approche	10-27
Figure 10.5-3	Accotement aux approches	10-28
Figure 10.5-4	Défaut de la dalle de transition	10-29
Figure 10.5-5	Défauts de la dalle de transition	10-30
Figure 10.6-1	Drainage du tablier et des approches	10-32
Figure 10.6-2	Drain et cuvette	10-33
Figure 10.6-3	Conduite d'évaluation de l'eau	10-34

10.1 GÉNÉRALITÉS

Les éléments traités dans le présent chapitre sont :

- Le platelage;
- La surface de roulement;
- Le chasse-roue et le trottoir;
- L'approche et la dalle de transition;
- Le drainage et les systèmes de drainage.

10.2 LE PLATELAGE

Les principaux types de platelage sont :

- La dalle sur poutres;
- La dalle épaisse;
- Le platelage en bois;
- La dalle orthotrope;
- Le caillebotis;
- Le platelage en tôle ondulée.

Le comportement d'un platelage est relié à sa capacité de constituer une surface de roulement adéquate pour les véhicules, de supporter les charges statiques et dynamiques et de les transmettre aux éléments principaux de la structure. Les défauts du platelage ont donc comme conséquence de diminuer cette capacité.

10.2.1 La dalle sur poutres en béton armé

La dalle sur poutres en béton armé est le type de platelage le plus utilisé pour transmettre les charges de la circulation sur les différents types de structures. Dans le cas de certaines structures, la dalle sur poutres peut être précontrainte transversalement.

La dalle sur poutres a une épaisseur qui varie entre 150 mm et 200 mm et est habituellement coulée en place. Bien qu'elle puisse être utilisée comme surface de roulement, elle est presque toujours recouverte d'une couche d'enrobé bitumineux. On peut la protéger contre les effets de l'eau et des sels déglaçants en la recouvrant d'une membrane d'étanchéité avant de poser l'enrobé.

La dalle sur poutres peut aussi servir de lien entre les semelles supérieures des poutres préfabriquées en béton précontraint. La couche de béton qui recouvre la surface d'éléments préfabriqués fait partie de la dalle sur poutres.

La dalle sur poutres de certaines structures plus anciennes et plus spécialement celles dont le tablier est constitué par des poutres en acier enrobées de béton peut être recouverte d'une couche de gravier, puis d'une couche d'enrobé bitumineux.

Les figures 10.2-1 et 10.2-2 illustrent une dalle sur poutres.

Les défauts de la dalle sur poutres

De par sa fonction, la dalle sur poutres est soumise directement à l'impact des véhicules, aux effets de la température et à l'action des sels déglacants qui sont toujours à l'origine des défauts du béton et, par conséquent, des défauts de la dalle.

Les solutions salines pénètrent dans le béton par les fissures et les interstices de l'enrobé bitumineux et du béton; les cycles gel-dégel et l'action des sels sur les aciers d'armature provoquent la désagrégation, le délaminage et l'éclatement du béton.

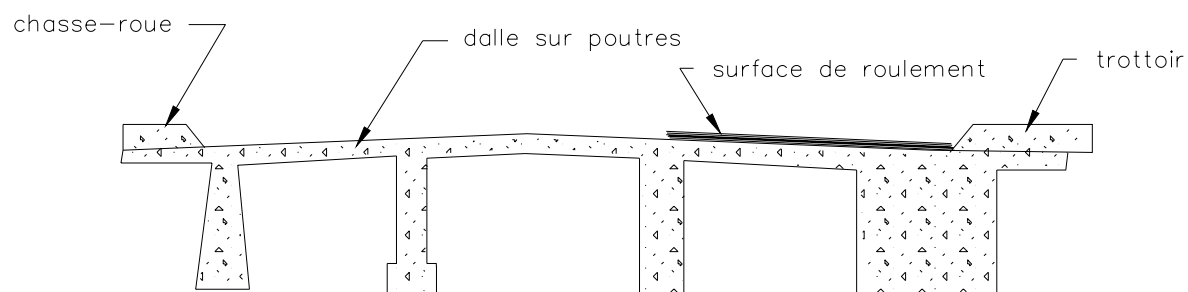
La mauvaise qualité du matériau, sa mise en œuvre incorrecte et les armatures placées trop près de la surface sont d'autres facteurs qui favorisent la détérioration de la dalle.

Lorsque les premiers dommages apparaissent, il est important de les réparer le plus rapidement possible pour éviter leur aggravation qui nécessiterait des réparations plus coûteuses si l'intervention était retardée.

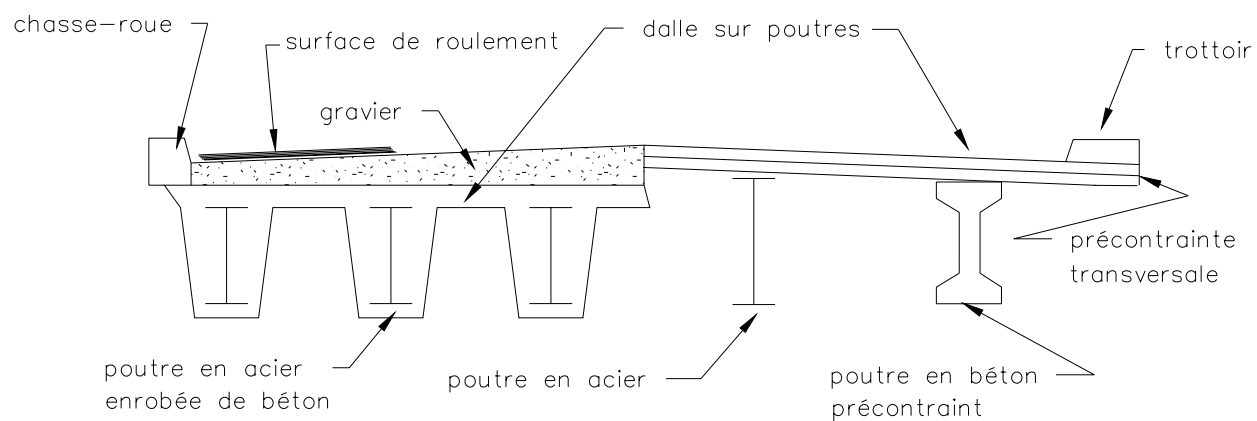
Lorsque la surface de la dalle est recouverte d'enrobé bitumineux, les défauts du béton peuvent être reflétés par les fissures polygonales qui apparaissent à la surface de l'enrobé. L'eau qui suinte sous la dalle, la présence d'efflorescences et de stalactites sont les signes d'un béton poreux ou détérioré.

Les défauts du béton de la dalle recouverte d'enrobé bitumineux peuvent aussi être détectés par :

- L'enlèvement partiel ou complet de l'enrobé bitumineux;
- Le carottage de la dalle;
- Un examen fait par relevé de potentiel de corrosion ou par radar.

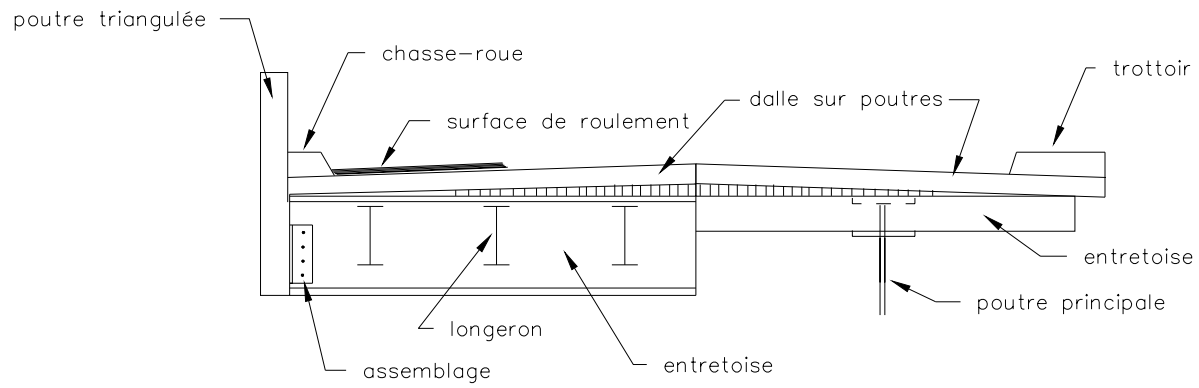


POUTRES EN BÉTON ARMÉ OU PRÉCONTRAIT

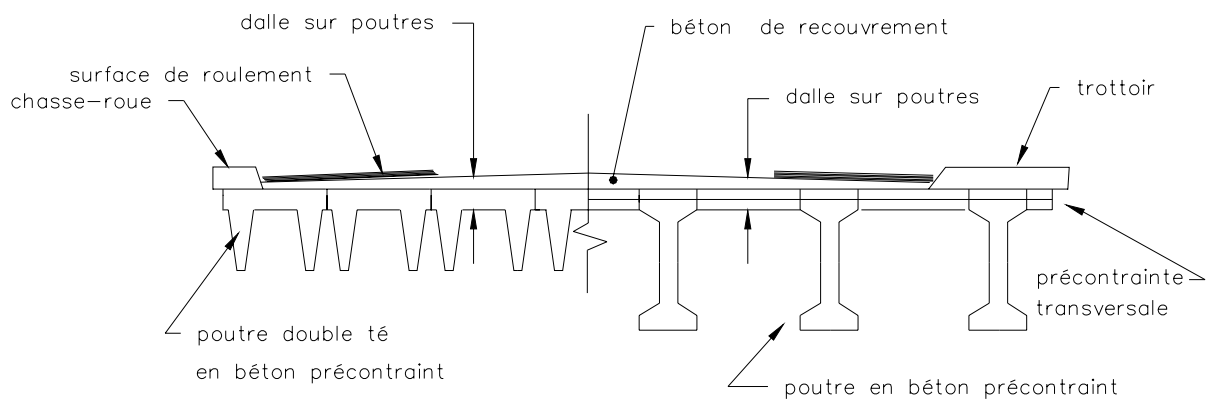


POUTRES EN ACIER OU EN BÉTON PRÉCONTRAIT

Figure 10.2-1 Dalle sur poutres



TABLIER EN ACIER



ÉLÉMENTS PRÉFABRIQUÉS

Figure 10.2-2 Dalle sur poutres

10.2.2 La dalle épaisse

La dalle épaisse est à la fois le tablier et le platelage de la structure. Elle peut être pleine ou évidée, coulée en place ou préfabriquée, en béton armé ou en béton précontraint.

Les évidements circulaires d'une dalle épaisse évidée sont créés par des tubes en carton et les évidements carrés ou rectangulaires, par des coffrages en bois ou en acier. Lorsqu'elle est coulée en place, les tubes en carton ou les coffrages de la partie supérieure du caisson doivent demeurer sur place. L'humidité et l'eau à l'intérieur des évidements sont habituellement évacuées par des drains placés aux extrémités de chaque portion d'évidement.

La dalle épaisse en béton précontraint coulée en place est précontrainte par post-tension et les éléments préfabriqués sont précontraints par prétension.

L'ensemble des éléments préfabriqués d'une dalle épaisse est souvent recouvert d'une mince couche de béton de recouvrement. Le tablier des portiques en béton armé doit être considéré comme une dalle épaisse. La figure 10.2-3 illustre différents types de dalle épaisse.

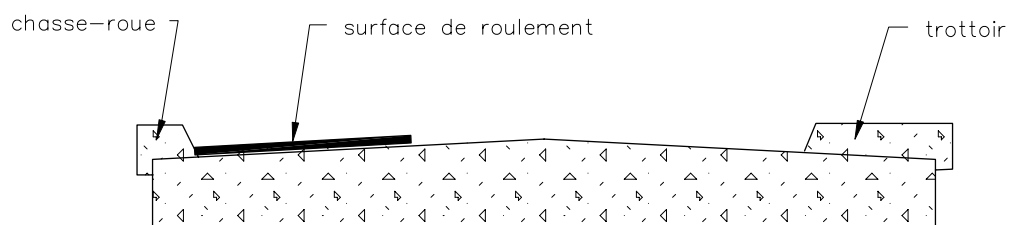
Les défauts de la dalle épaisse

La dalle épaisse est affectée par les mêmes défauts que ceux de la dalle sur poutres et par les autres défauts décrits ci-dessous.

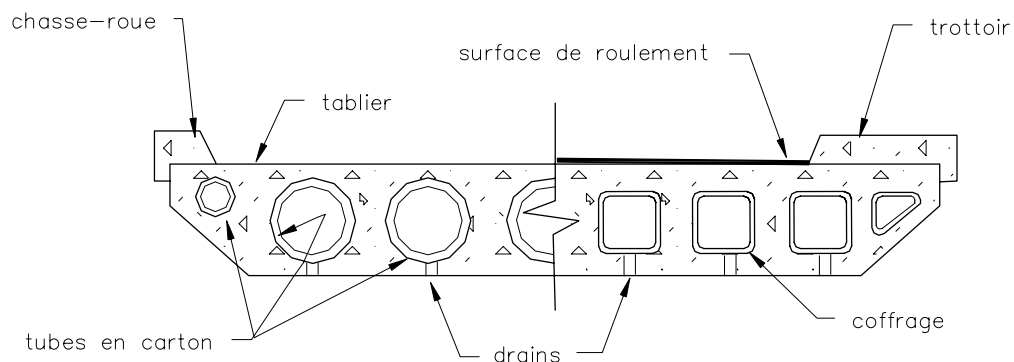
Les évidements dans une dalle épaisse sont souvent des endroits humides où l'eau qui pénètre le béton de la couche supérieure peut s'accumuler avant de s'infiltrer dans la partie inférieure et provoquer la corrosion de l'armature; l'éclatement du béton est souvent constaté dans les dalles coulées en place dont les évidements sont créés par des tubes en carton, comme si la présence de ces tubes favorisait l'accumulation de l'eau.

Les caissons des dalles épaisses sont souvent très nombreux et inaccessibles; les défauts ne peuvent donc être détectés que par l'eau qui coule par les drains ou qui suinte sous le hourdis inférieur, par la corrosion des armatures et l'éclatement du béton.

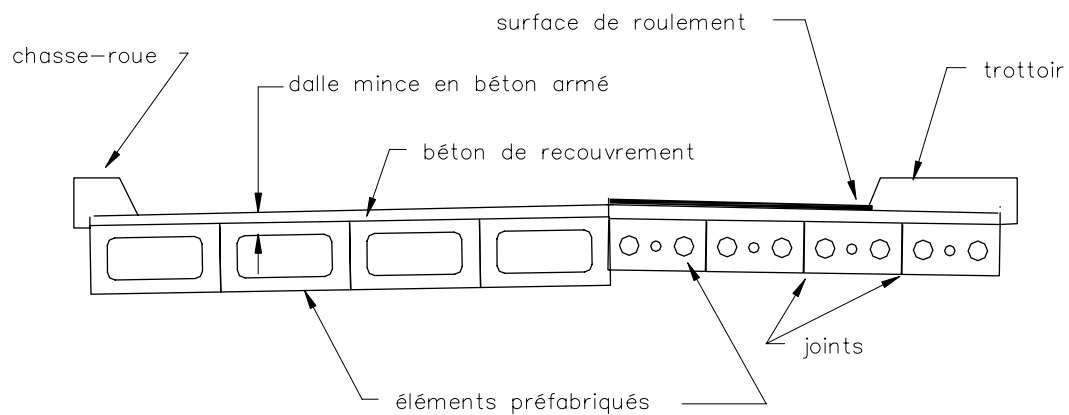
Le béton de recouvrement des éléments préfabriqués est souvent endommagé par les défauts du béton et par les déplacements inégaux des éléments sous les charges de la circulation. L'eau peut aussi s'infiltrer sous la dalle et dans les joints entre les éléments préfabriqués.



DALLE ÉPAISSE COULÉE EN PLACE



DALLE ÉPAISSE ÉVIDÉE COULÉE EN PLACE



DALLE ÉPAISSE AVEC ÉLÉMENTS PRÉFABRIQUÉS

Figure 10.2-3 Dalle épaisse

10.2.3 Le platelage en bois

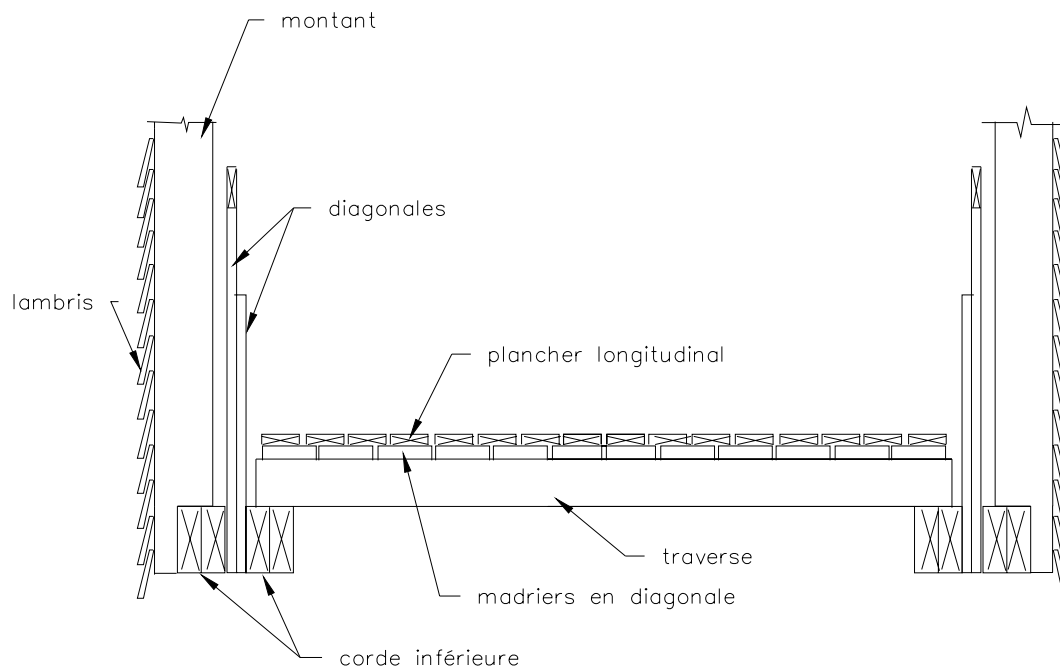
Le bois est utilisé comme platelage des ponts couverts, de certains ponts à poutres triangulées en acier, des ponts à poutres en bois scié ou lamellé ainsi que des ponts acier-bois et des ponts de type Bailey.

Pour les ponts couverts, le platelage en bois est constitué de traverses et d'une simple ou double épaisseur de plancher; dans le cas d'une double épaisseur les madriers de la première épaisseur sont placés en diagonale et la seconde, parallèlement à l'axe longitudinal du pont.

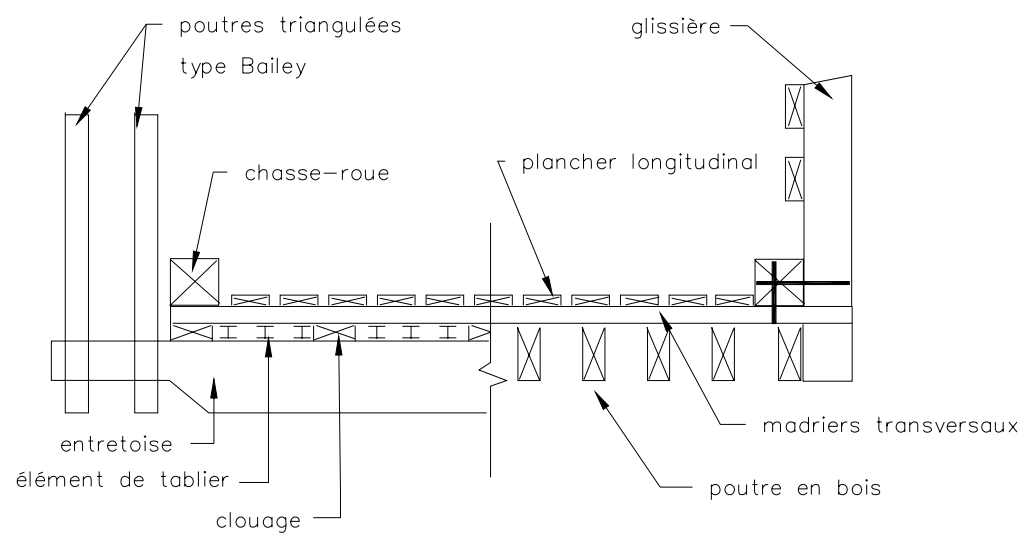
Pour les ponts dont les poutres sont en bois scié et les ponts de type Bailey, le platelage est habituellement constitué d'une double épaisseur de plancher; les madriers de la première épaisseur sont placés perpendiculairement et la seconde, parallèlement à l'axe longitudinal du pont.

Sur les ponts dont les poutres sont en bois lamellé, le platelage est constitué de lamelles disposées verticalement et placées perpendiculairement aux poutres. Ces lamelles peuvent être recouvertes d'un plancher en madriers placés selon l'axe longitudinal du pont ou d'une couche d'enrobé bitumineux.

Sur les ponts acier-bois et certains ponts à poutres triangulées en acier, le platelage est habituellement constitué par des traverses en bois recouvertes d'un plancher en madriers placés selon l'axe longitudinal du pont. Il peut aussi être constitué d'un plancher longitudinal en madriers supporté par des traverses en acier. Les figures 10.2-4 et 10.2-5 illustrent un platelage en bois.



PONT COUVERT



PONT BAILEY

POUTRES EN BOIS SCIÉ

Figure 10.2-4 Platelage en bois

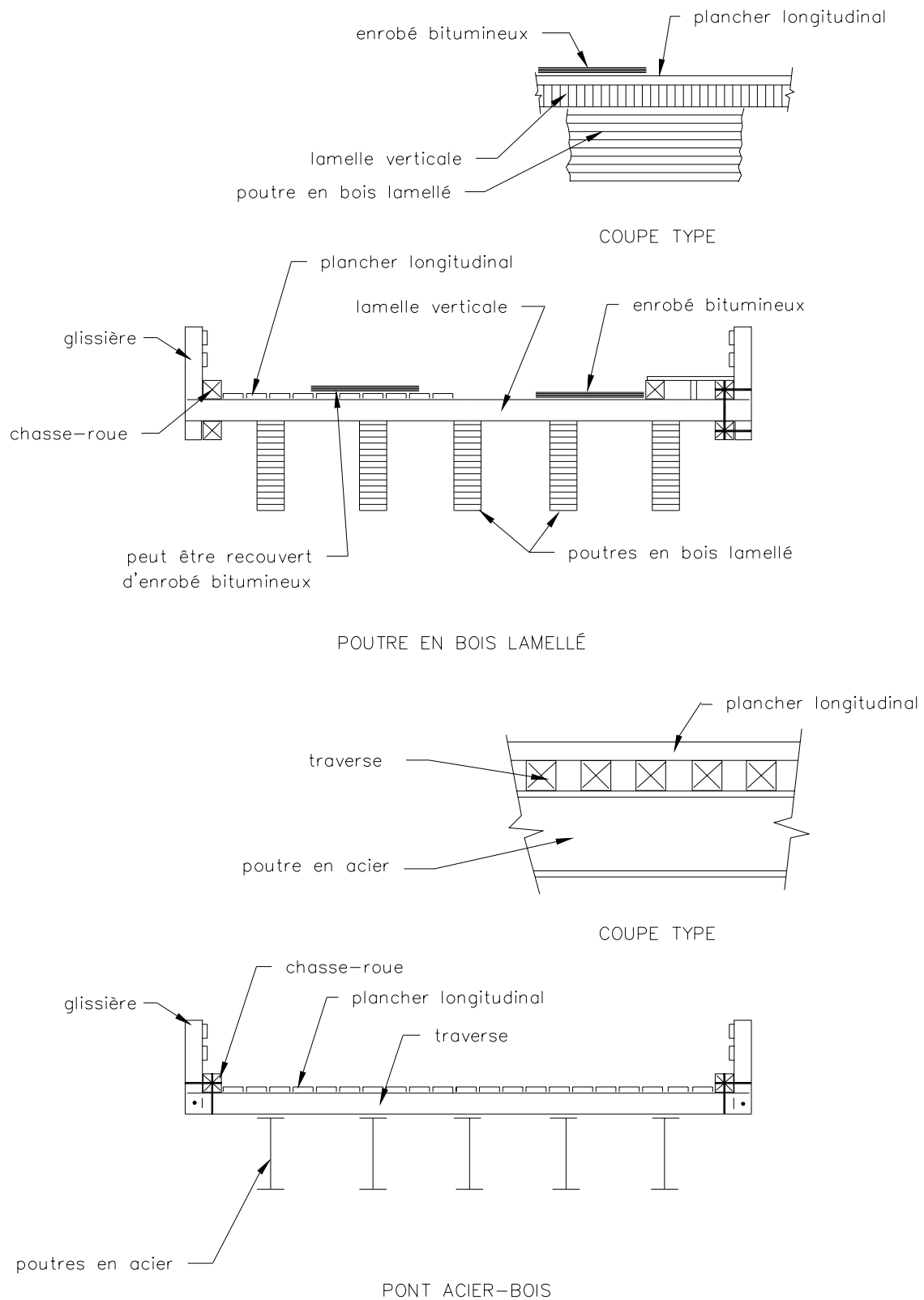


Figure 10.2-5 Platelage en bois

Les défauts du platelage en bois

Les défauts du platelage en bois sont souvent reliés à ceux du bois lui-même. Les plus courants sont la pourriture, le trou d'insecte et les altérations physiques comme la fêlure, l'écrasement et la rupture causés par les charges.

Les surfaces de contact des pièces entre elles ou avec les éléments de la structure sont des endroits où l'humidité demeure emprisonnée, ce qui favorise le développement de la pourriture du bois non traité.

Les madriers qui se relèvent lors du passage des véhicules et les clous qui ressortent à la surface sont des signes qui indiquent souvent que les pièces qui supportent le plancher sont endommagées au point de ne plus pouvoir retenir les clous.

Des déformations trop prononcées dans les zones plus faibles du platelage en bois provoquent, dans l'enrobé bitumineux, des fissures parallèles aux lamelles du plancher et la pelade.

Le sable et le gravier entraînés sur le platelage par les véhicules ou lors d'opérations de nivellement des approches provoquent l'usure du bois par abrasion.

Les défauts de matériaux importants qui affectent une partie significative du platelage affectent aussi sa capacité de pouvoir supporter les charges et les transmettre aux éléments principaux de la structure.

10.2.4 La dalle orthotrope

La dalle orthotrope est un platelage préfabriqué utilisé surtout pour réduire au minimum la charge morte imposée à la structure.

Les raidisseurs transversaux sont habituellement des poutres en T inversé que l'on assemble à la plaque supérieure pour constituer les entretoises. Les raidisseurs longitudinaux peuvent être des plaques verticales, des cornières, des poutres en T inversé ou des augets que l'on assemble à la plaque supérieure et aux entretoises de manière à constituer les longerons du plancher. Les augets, qui sont des plaques recourbées en forme de U, donnent une meilleure rigidité transversale à la plaque que les cornières ou les poutres en T inversé.

Les raidisseurs transversaux et longitudinaux sont assemblés à la plaque supérieure et entre eux par soudure. La plaque supérieure est aussi assemblée à l'âme des poutres principales par soudure.

La dalle orthotrope est fabriquée en usine par sections que l'on assemble ensuite entre elles par boulonnage. Elle est habituellement recouverte d'une couche d'un produit bitumineux adhésif qui colle à l'acier tout en la protégeant et qui constitue un liant d'accrochage pour la couche de bitume caoutchouté qui la recouvre et qui sert de surface de roulement. La figure 10.2-6 illustre une dalle orthotrope.

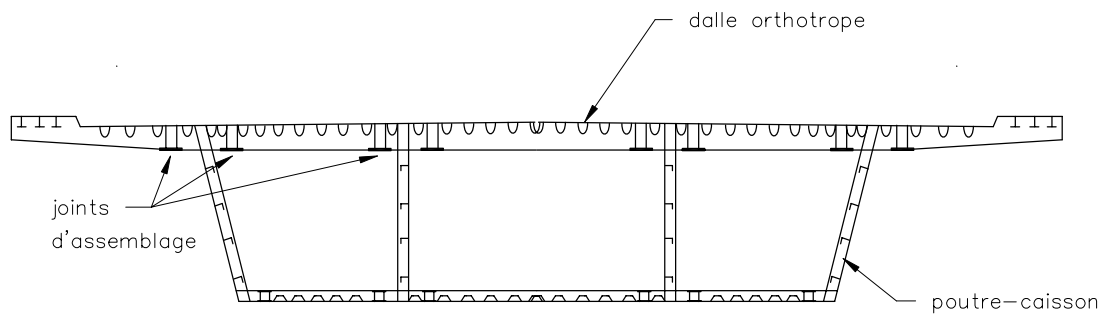
Pour augmenter sa rigidité, la dalle orthotrope de certaines structures est recouverte d'une dalle en béton armé de 100 mm à 125 mm d'épaisseur reliée à la plaque d'acier par des goujons. Cette dalle est par la suite recouverte d'une membrane d'étanchéité et d'une couche d'enrobé bitumineux.

Les défauts de la dalle orthotrope

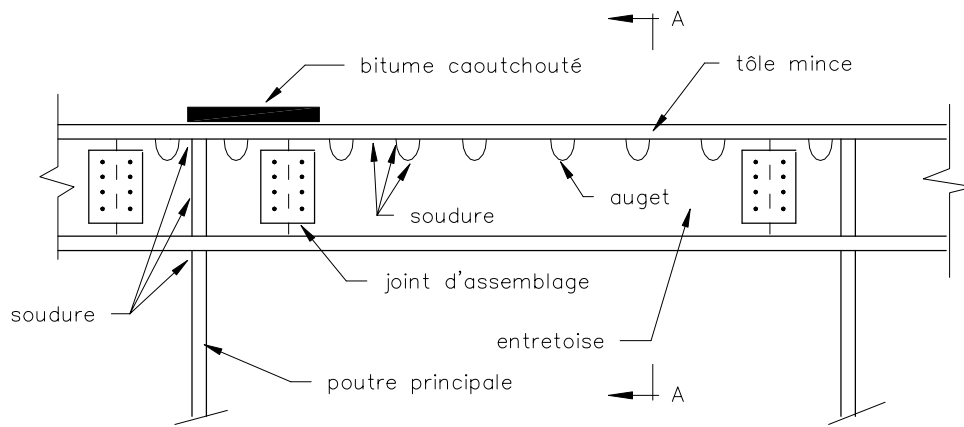
Les défauts de la dalle orthotrope sont reliés aux défauts de matériau de l'acier, à sa flexibilité et à la multitude de joints que sa mise en œuvre nécessite.

Sa flexibilité peut entraîner la fatigue et des fissures dans les soudures des assemblages les plus sollicités.

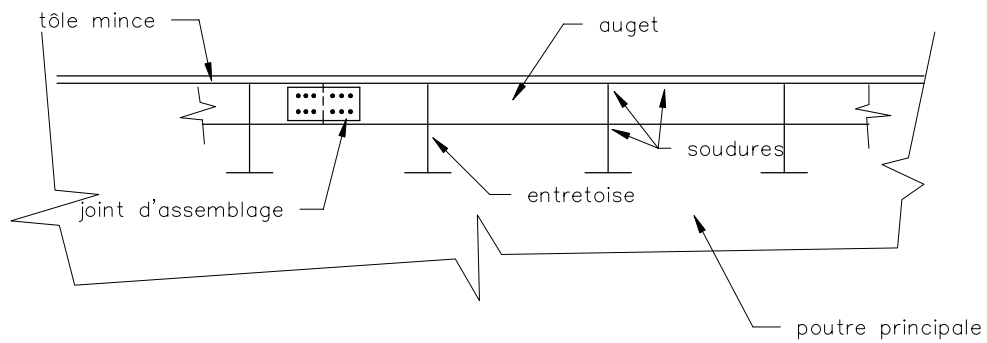
Les joints boulonnés ne sont pas tous parfaitement étanches et l'eau qui fuit par ces joints peut entraîner des problèmes de corrosion pour la dalle elle-même, pour les poutres principales ou pour la semelle inférieure des caissons constituant le tablier de la structure.



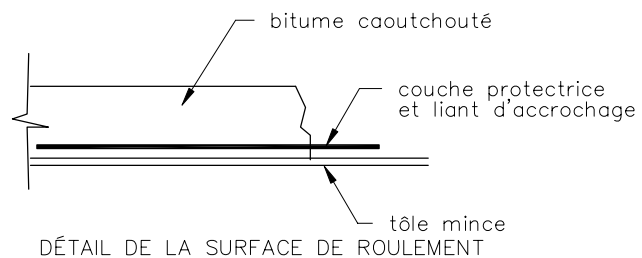
COUPE TYPE DU TABLIER DU PONT DE LA CONCORDE



COUPE TYPE D'UNE DALLE ORTHOTROPE



COUPE A-A



DÉTAIL DE LA SURFACE DE ROULEMENT

Figure 10.2-6 Dalle orthotrope

10.2.5 Le caillebotis

Le caillebotis, ou grillage métallique, est un platelage préfabriqué en acier utilisé surtout pour réduire au minimum la charge morte imposée à la structure par le platelage.

Le caillebotis est habituellement constitué par des barres verticales en acier disposées parallèlement, espacées par l'ondulation d'une tôle mince fixée aux barres à l'aide de rivets ou par soudure.

La hauteur des barres verticales de ce type de grillage peut être de 65 mm ou de 100 mm et elles peuvent être espacées de 75 mm ou de 100 mm.

Le caillebotis peut aussi être constitué par des petits profilés en forme de rail disposés parallèlement et par des barres verticales placées perpendiculairement aux premières, de façon à former des carrés de 100 mm ou de 150 mm de côté.

Ce type de grillage peut avoir une hauteur variant entre 25 mm et 150 mm.

Le grillage métallique est fabriqué en usine par sections. Les grillages plus rigides sont fixés directement sur les longerons de la structure par soudure. Les types plus flexibles sont habituellement soudés à des traverses en acier qui sont elles-mêmes fixées aux longerons par soudure.

Le caillebotis peut être ouvert ou rempli de béton, puis recouvert d'une couche d'enrobé bitumineux. Les figures 10.2-7 et 10.2-8 illustrent les différents types et les détails d'assemblage de caillebotis.

Les défauts du caillebotis

Le caillebotis ouvert permet au sable ainsi qu'à l'eau et aux sels déglacants d'atteindre les semelles des éléments de la structure du tablier, plus spécialement près des extrémités du pont, et d'y être retenus, provoquant ainsi la corrosion de ces éléments.

Les soudures qui relient les traverses aux longerons et au grillage ont tendance à se fissurer surtout lorsque la structure du tablier est plutôt flexible et qu'elle est sollicitée par des charges lourdes.

Le béton qui à l'occasion remplit le grillage métallique peut se désagréger lorsqu'il est mal protégé et pénétré par l'eau et les sels déglacants.

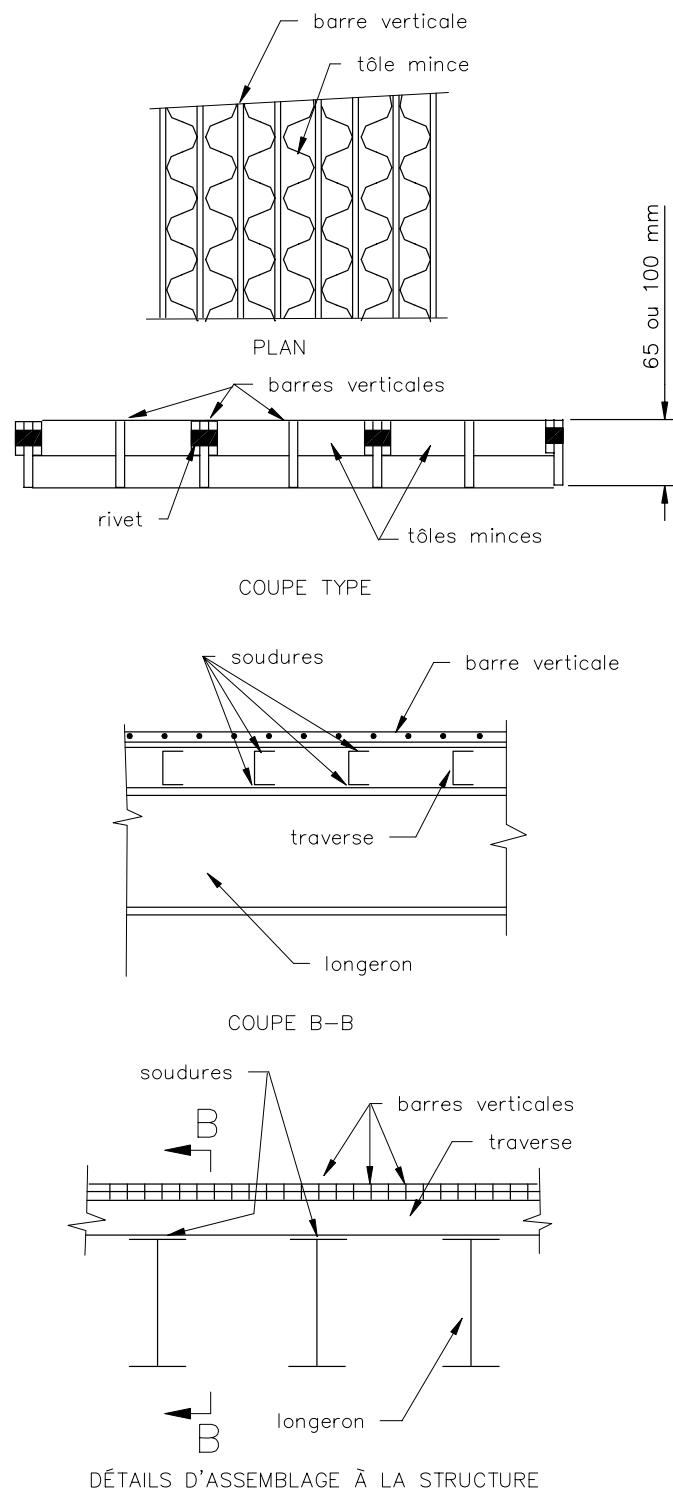


Figure 10.2-7 Caillebotis

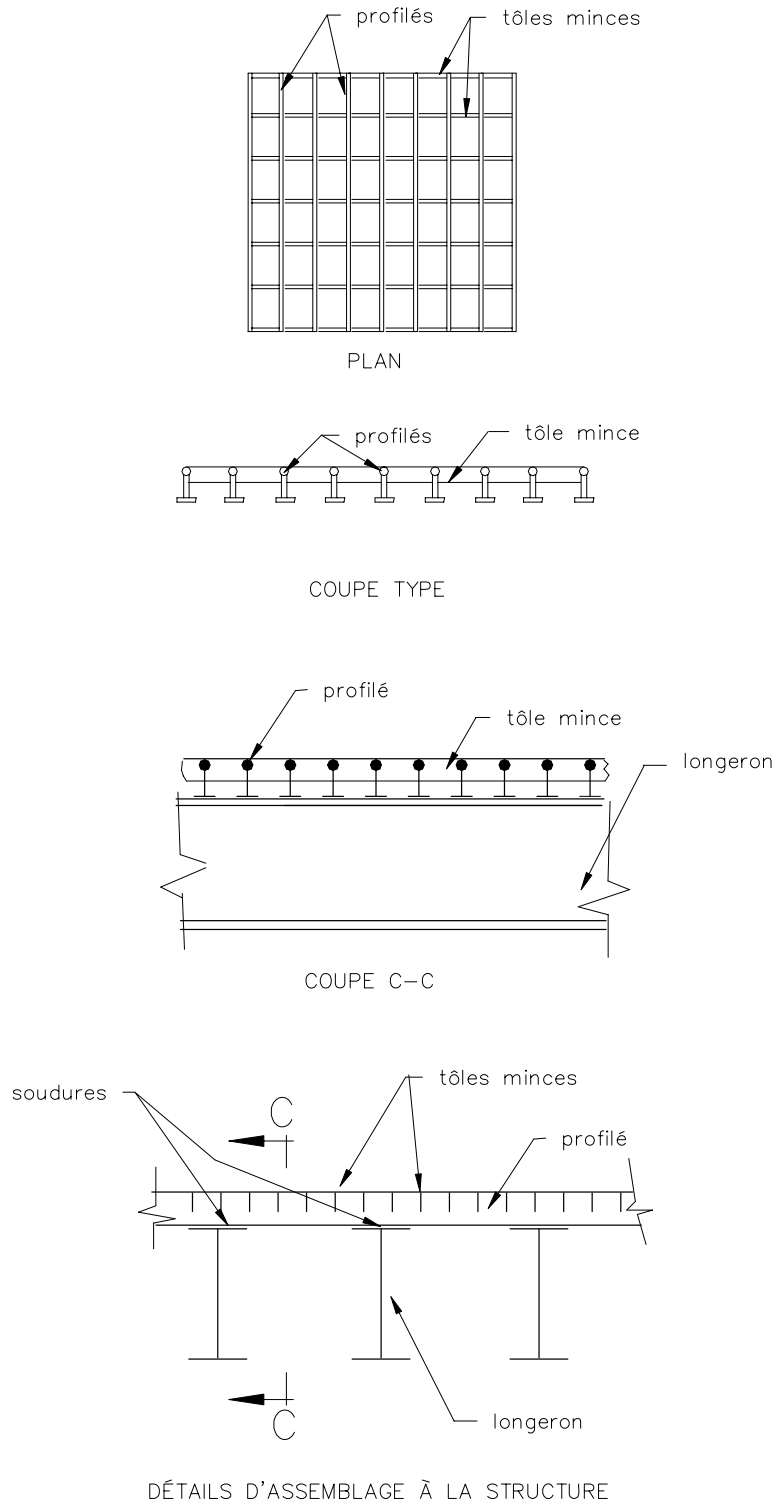


Figure 10.2-8 Caillebotis

10.2.6 Le platelage en tôle ondulée

Le tablier de certains ponts est constitué par une tôle ondulée galvanisée, combinée avec une dalle en béton de 100 mm à 125 mm d'épaisseur.

Ce type de platelage est utilisé aussi pour réduire la charge morte imposée à la structure par le platelage. Il peut être recouvert d'une couche d'enrobé bitumineux. La figure 10.2-9 illustre un platelage en tôle ondulée combinée à une dalle en béton.

Les défauts du platelage en tôle ondulée

Les défauts du platelage en tôle ondulée sont les mêmes que ceux qui affectent la dalle sur poutres en béton armé : la désagrégation, le délaminage et l'éclatement du béton.

La faible épaisseur du béton de la dalle fait qu'il se fissure facilement et le faible recouvrement du lit d'armature favorise le développement des défauts de béton. De plus, le milieu humide créé par la tôle à sa surface de contact avec le béton ainsi que l'eau et les sels déglaçants qu'elle peut retenir dans ses cavités provoquent la corrosion de la tôle et la désagrégation du béton.

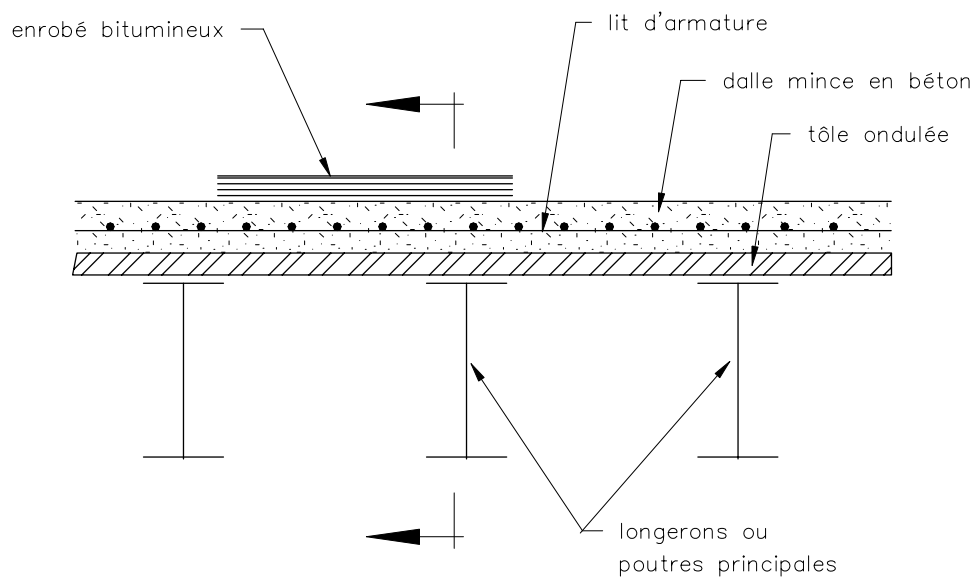
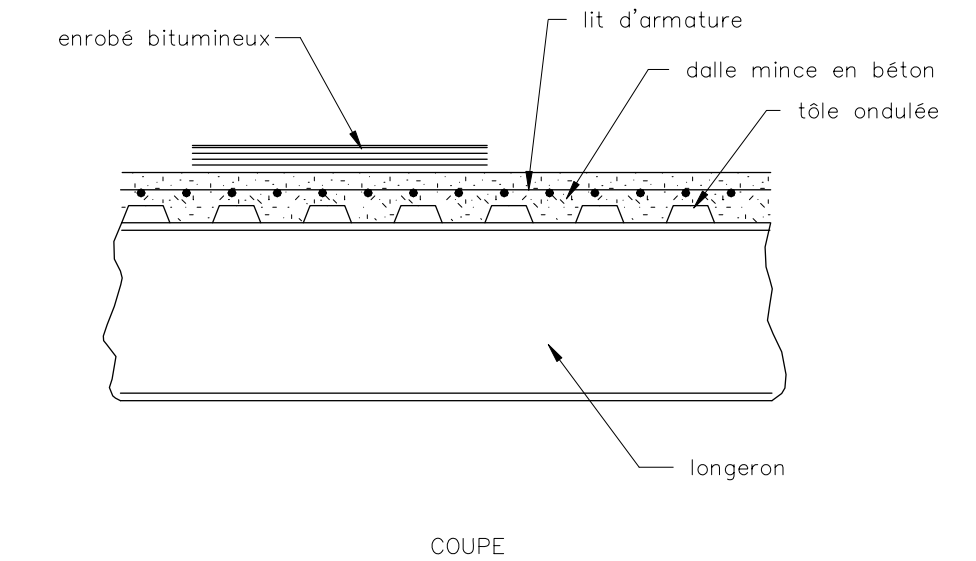


Figure 10.2-9 Platelage en tôle ondulée

10.3 LA SURFACE DE ROULEMENT

La surface de roulement est celle sur laquelle roulent les véhicules qui circulent sur la structure ou sur les approches.

La surface de roulement peut être :

- La dalle en béton elle-même;
- Un revêtement d'enrobé bitumineux;
- Le grillage métallique rempli de béton;
- Le platelage en tôle ondulée recouvert de béton;
- Le plancher en bois;
- Un bitume caoutchouté;
- Le caillebotis lui-même;
- Le matériau granulaire.

Les défauts de la surface de roulement

Le comportement de la surface de roulement est relié au confort et à la sécurité qu'elle procure aux automobilistes ainsi qu'au niveau de protection qu'elle assure.

Les dépressions dans la surface de roulement et l'orniérage entraînent la formation de flaques d'eau et de plaques de glace en hiver et rendent la conduite dangereuse pour les automobilistes.

10.3.1 Le béton de ciment

Les défauts de la surface de roulement en béton sont reliés aux défauts du matériau lui-même tels que la désagrégation, le délaminage, l'éclatement et la fissuration.

L'épaisseur insuffisante du recouvrement et la corrosion des armatures peuvent devenir apparentes par une coloration de teinte rougeâtre qui apparaît à la surface du béton.

La surface de béton peut devenir lisse et glissante sous l'usure des granulats et rendre la conduite dangereuse pour les automobilistes, surtout lorsqu'il pleut.

10.3.2 L'enrobé bitumineux

Les défauts de la surface de roulement en enrobé bitumineux sont reliés aux défauts du matériau lui-même tels que la fissuration, la pelade, le nid-de-poule et l'orniérage. La surface peut aussi être rendue glissante par le polissage.

L'enrobé bitumineux dissimule souvent les défauts du platelage sous-jacent jusqu'à ce qu'ils soient très importants. Le développement de ces défauts est d'ailleurs favorisé par les défauts de l'enrobé bitumineux qui permettent à l'eau et aux sels déglacants de s'infiltrer jusqu'au platelage.

10.3.3 Le plancher en bois

Les défauts du plancher en bois sont les madriers manquants, non assujettis ou affectés par la pourriture ou l'usure, par les clous qui ressortent à la surface et par l'accumulation de sable ou de gravier.

La surface du plancher en bois est souvent glissante pour les véhicules, surtout lorsqu'il pleut.

10.3.4 Le bitume caoutchouté

Le bitume caoutchouté utilisé comme surface de roulement sur la dalle orthotrope peut se révéler efficace lorsque l'épaisseur de la couche est d'environ 50 mm.

Le mélange enrobé bitumineux-époxy appliqué en une couche de 20 mm d'épaisseur sur certaines dalles orthotropes a dû être remplacé parce que l'époxy est un matériau qui durcit avec le temps, rendant ainsi la couche de roulement trop fragile pour la flexibilité du platelage et provoquant sa fissuration et son arrachement.

10.3.5 Le caillebotis

Le grillage métallique ouvert forme une surface de roulement plutôt glissante pour les véhicules, surtout lorsqu'il pleut. Les barres verticales qui le constituent rendent aussi la conduite inconfortable lorsqu'elles sont disposées parallèlement au sens de la circulation.

10.3.6 Le matériau granulaire

Les défauts de la surface de roulement en matériau granulaire sont reliés aux défauts du matériau lui-même tels que la perte de matériaux granulaires et l'affaissement.

10.4 LE CHASSE-ROUE ET LE TROTTOIR

Le chasse-roue est un muret de protection placé le long du parapet ou de la glissière d'un pont pour écarter les roues des voitures. Il a aussi pour fonction d'empêcher la lame des chasse-neige de heurter la glissière et les lampadaires et de canaliser l'eau de ruissellement vers les drains.

La hauteur du chasse-roue au-dessus de la chaussée varie de 150 mm à 250 mm et sa largeur de 150 mm à 600 mm. Pour éviter les dommages fréquents aux glissières et aux lampadaires, le côté intérieur du chasse-roue doit se situer à au moins 50 mm en avant des lisses de la glissière. La figure 10.4-1 illustre des chasse-roues.

Le trottoir est une plate-forme habituellement surélevée par rapport à la chaussée, que l'on construit d'un seul ou des deux côtés de la structure pour permettre le passage des piétons. Son côté intérieur a les mêmes fonctions qu'un chasse-roue.

La hauteur du trottoir au-dessus de la chaussée varie de 150 mm à 250 mm et sa largeur, de 750 mm à 1 500 mm en région rurale et de 1 200 mm à 2 000 mm en zone urbaine. La figure 10.4-2 illustre des trottoirs.

Le chasse-roue et le trottoir peuvent être construits en béton, en enrobé bitumineux ou en bois. Leur côté intérieur peut aussi être une bordure en béton préfabriqué ou en granite, ou une cornière en acier galvanisé. Certains trottoirs sont fixés en porte-à-faux sur le côté extérieur des structures lorsque la largeur de la chaussée est trop étroite pour permettre leur installation. La figure 10.4-3 illustre des trottoirs en porte-à-faux.

Des conduits pour câbles téléphoniques, de fibres optiques et électriques sont souvent enrobés dans le béton du chasse-roue et du trottoir ou suspendus sous ces derniers.

Les défauts du chasse-roue

Les défauts du chasse-roue peuvent affecter la sécurité des automobilistes et sont reliés aux défauts des matériaux le constituant.

Le chasse-roue pour certaines configurations (les dimensions ou la forme; exemple : le côté intérieur trop incliné) peut être surmonté et même devenir un tremplin pour les véhicules; il peut être un danger pour les automobilistes et exposer la glissière et les lampadaires à des dommages plus fréquents.

Des changements brusques dans son alignement ou une interruption sans transition à l'extrémité de la structure peuvent constituer des obstacles très dangereux pour les véhicules.

Les défauts du trottoir

Les défauts du trottoir peuvent affecter la sécurité des piétons et des automobilistes et sont reliés aux défauts des matériaux le constituant.

Le trottoir pour certaines configuration (les dimensions ou la forme; exemple : le côté intérieur trop incliné) peut, comme pour le chasse-roue, être surmonté et même devenir un tremplin pour les véhicules; il présente donc un grave danger pour les piétons et les automobilistes.

Des cavités dues à l'éclatement du béton, des trous causés par la rouille ou résultant de l'arrachement d'une planche, des clous qui ressortent à la surface, des planches endommagées par la pourriture ou non assujetties peuvent être la cause de blessures pour les usagers. Une surface glissante en temps de pluie ou qui favorise la formation de flaques d'eau ou de plaques de glace présente aussi des risques pour les piétons.

Des boulons manquants ou des éléments de support endommagés par la corrosion de l'acier présentent aussi des risques pour les piétons qui empruntent un trottoir fixé en porte-à-faux sur le côté extérieur de la structure.

Des changements brusques dans l'alignement du côté intérieur, des pièces de bois non assujetties qui encombrent la chaussée, une interruption sans transition à l'extrémité de la structure sont autant d'obstacles très dangereux pour les véhicules.

Note : La hauteur du chasse-roue et du trottoir est mesurée des côtés intérieurs du chasse-roue et du trottoir à partir de la surface de roulement, sans accumulations de gravier, sable ou autres. S'il y a accumulation le long du chasse-roue ou du trottoir, un nettoyage pourrait être nécessaire afin d'éviter que ces derniers deviennent des tremplins pour les véhicules.

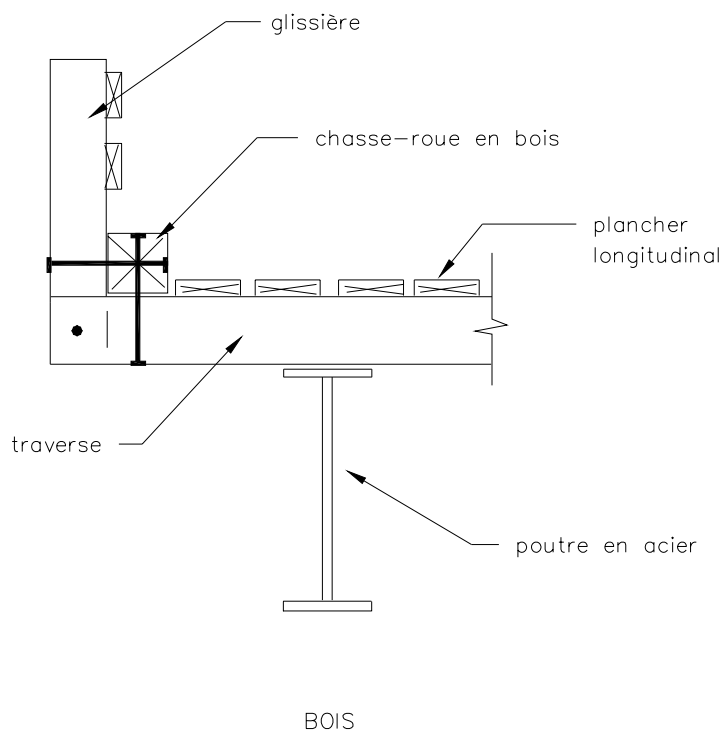
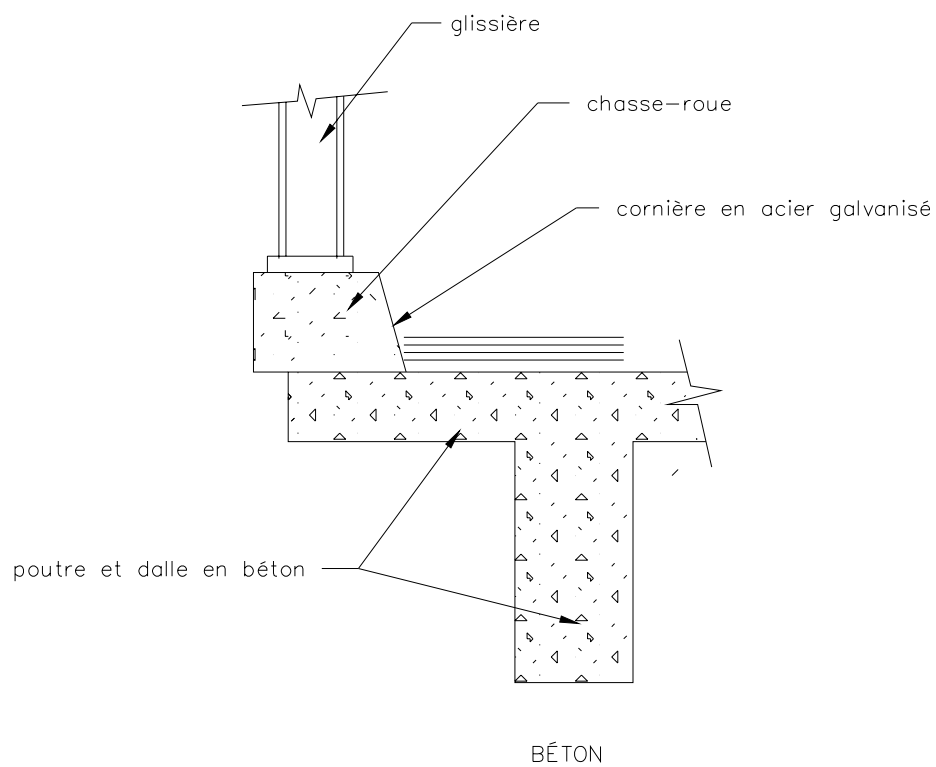


Figure 10.4-1 Chasse-roues

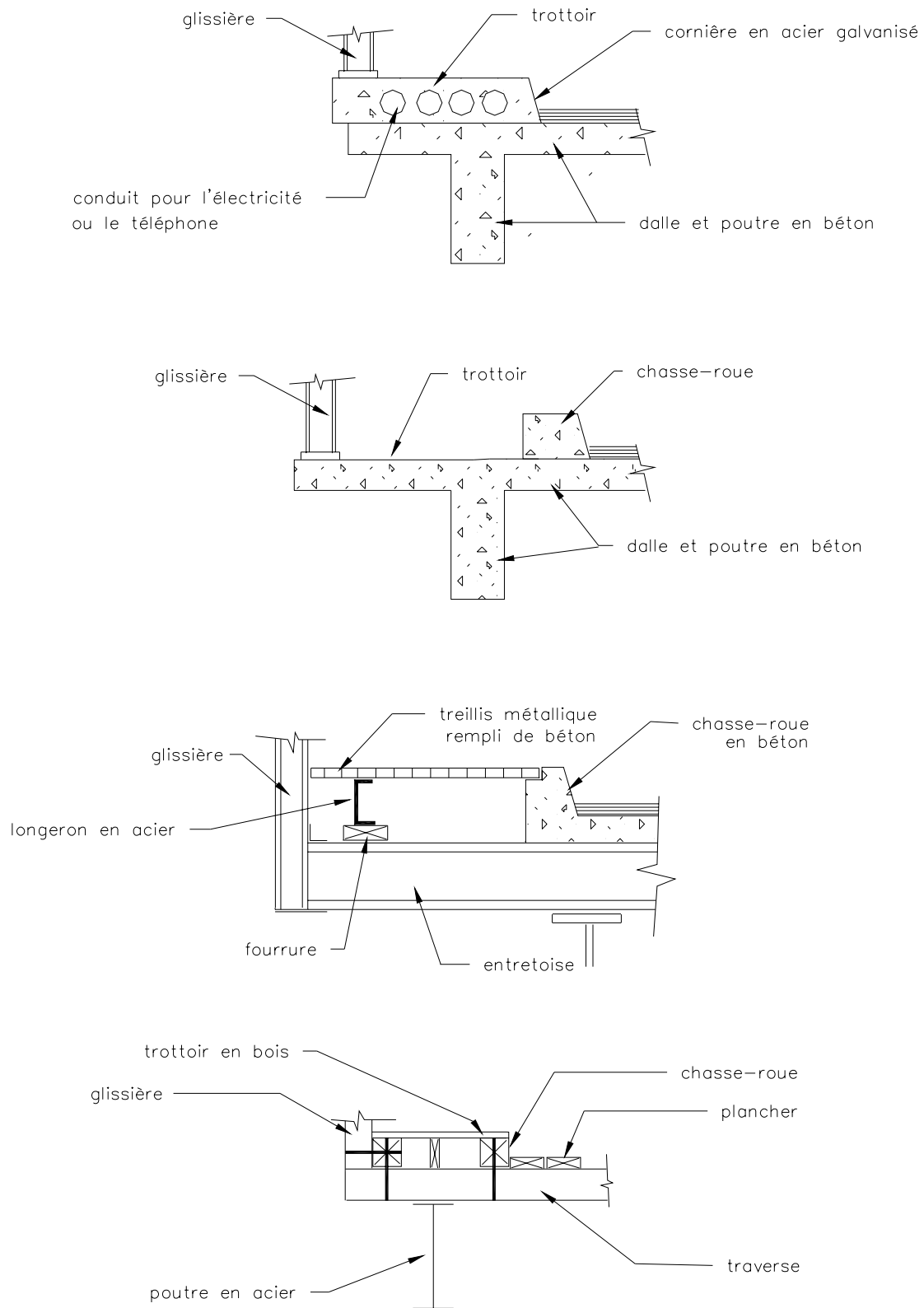


Figure 10.4-2 Trottoirs

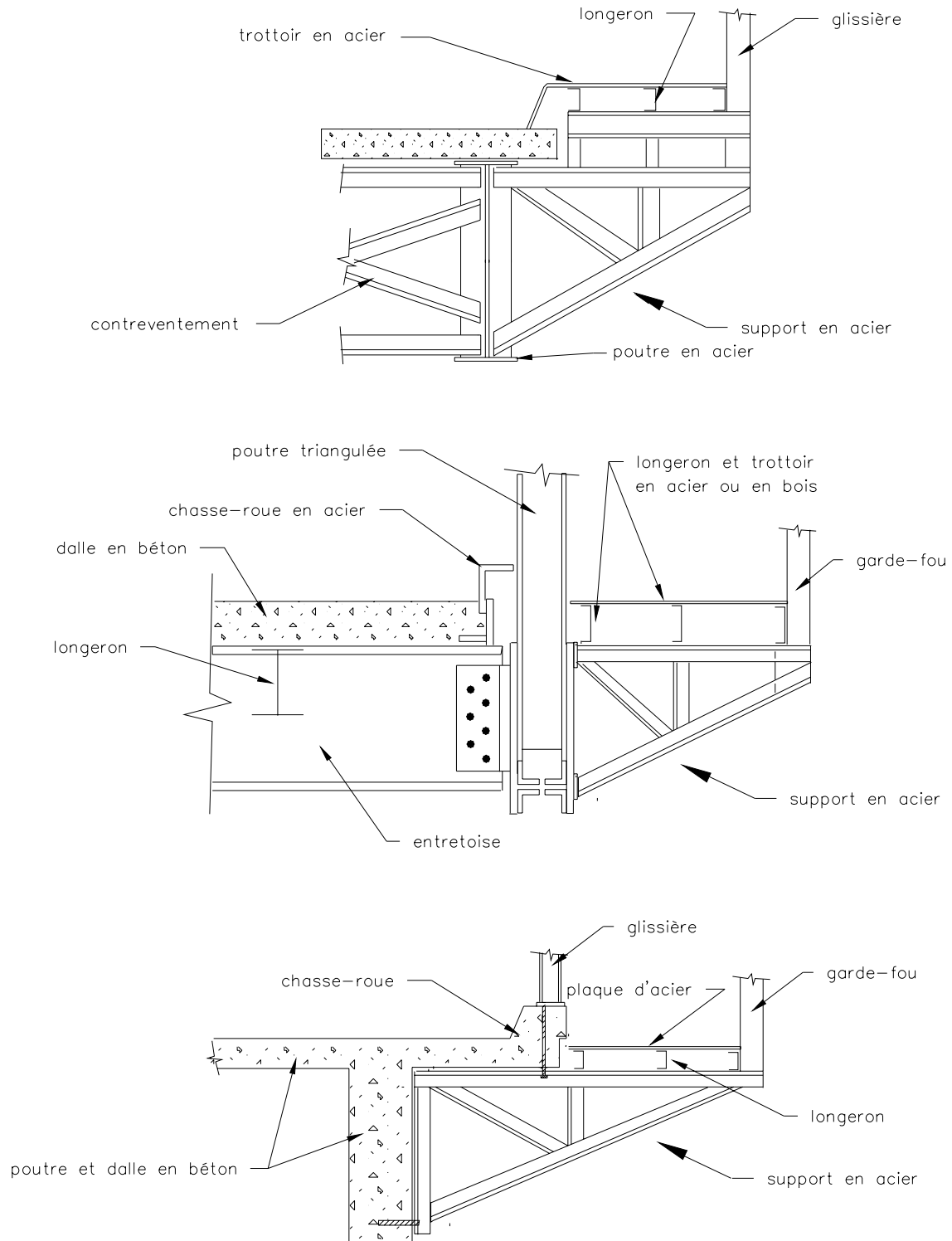


Figure 10.4-3 Trottoirs en porte-à-faux

10.5 L'APPROCHE ET LA DALLE DE TRANSITION

L'approche d'une structure est la surface du remblai comprise à l'intérieur d'une distance de 10 m de son extrémité.

La dalle de transition est une dalle mince en béton armé d'une longueur d'environ 5 m que l'on construit dans la partie supérieure du remblai d'approche de chaque extrémité du pont pour assurer une transition uniforme entre la structure et le remblai. Supportée à la fois par la structure et le remblai, elle permet de répartir la charge des véhicules sur une plus grande surface et par conséquent, de diminuer les irrégularités dans le profil du pavage. Elle permet aussi de répartir la dénivellation due au tassement sur une plus grande distance.

Le joint entre la dalle de transition et l'extrémité d'une travée en porte-à-faux d'une structure doit être mobile.

La plupart des ponts anciens, les ponts acier-bois et les ponts situés sur des routes locales à faible débit de circulation n'ont pas de dalle de transition.

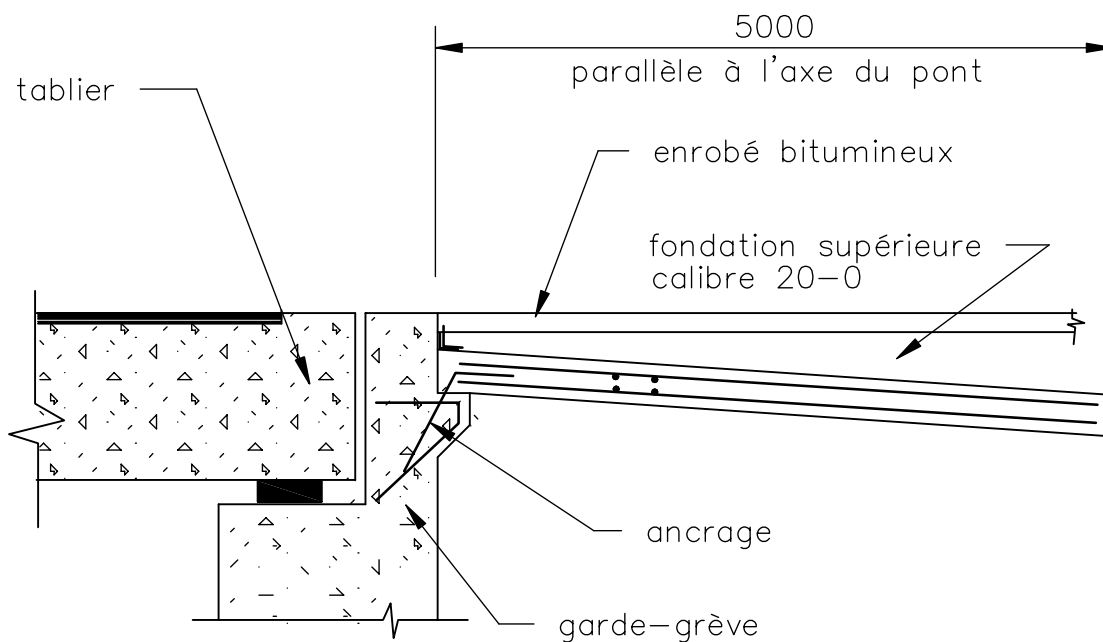


Figure 10.5-1 Dalle de transition

Les défauts de l'approche

Les défauts de l'approche sont reliés aux dénivellations brusques et aux irrégularités importantes qui ont comme conséquence d'augmenter la force d'impact des véhicules sur la structure, de rendre la conduite dangereuse ou d'incommoder le conducteur.

Le tassement du remblai d'approche produit une dénivellation brusque entre la surface de roulement de la structure et celle de l'approche. À la rencontre de cette dénivellation, les véhicules à l'approche de la structure sont soulevés pour ensuite retomber avec force sur la structure; c'est ce qu'on appelle l'impact.

Les efforts que doivent supporter les éléments de la structure peuvent être augmentés jusqu'à 40 % par l'impact, qui en multiplie les efforts; cette augmentation de la surcharge accélère la fatigue des matériaux et peut entraîner des dommages importants dans les éléments les plus exposés. Il est donc important de réduire au minimum l'impact des véhicules sur la structure.

Pour les véhicules qui vont de la structure vers le remblai, l'impact des véhicules produit un affaissement du profil de l'approche.

L'affaissement du profil de l'approche juste derrière le garde-grève est habituellement provoqué par le déplacement latéral de la culée, car une certaine quantité du matériau du remblai doit se déplacer pour combler l'espace produit par ce déplacement. La figure 10.5-2 illustre différents défauts de l'approche.

Pour une culée sur remblai supportée par des pieux, le tassement du remblai a pour effet de déplacer latéralement la culée et de créer un vide sous celle-ci. Ce vide se remplit avec les matériaux du remblai situés derrière la culée, ce qui en plus du tassement provoque l'affaissement du profil de l'approche juste derrière le garde-grève.

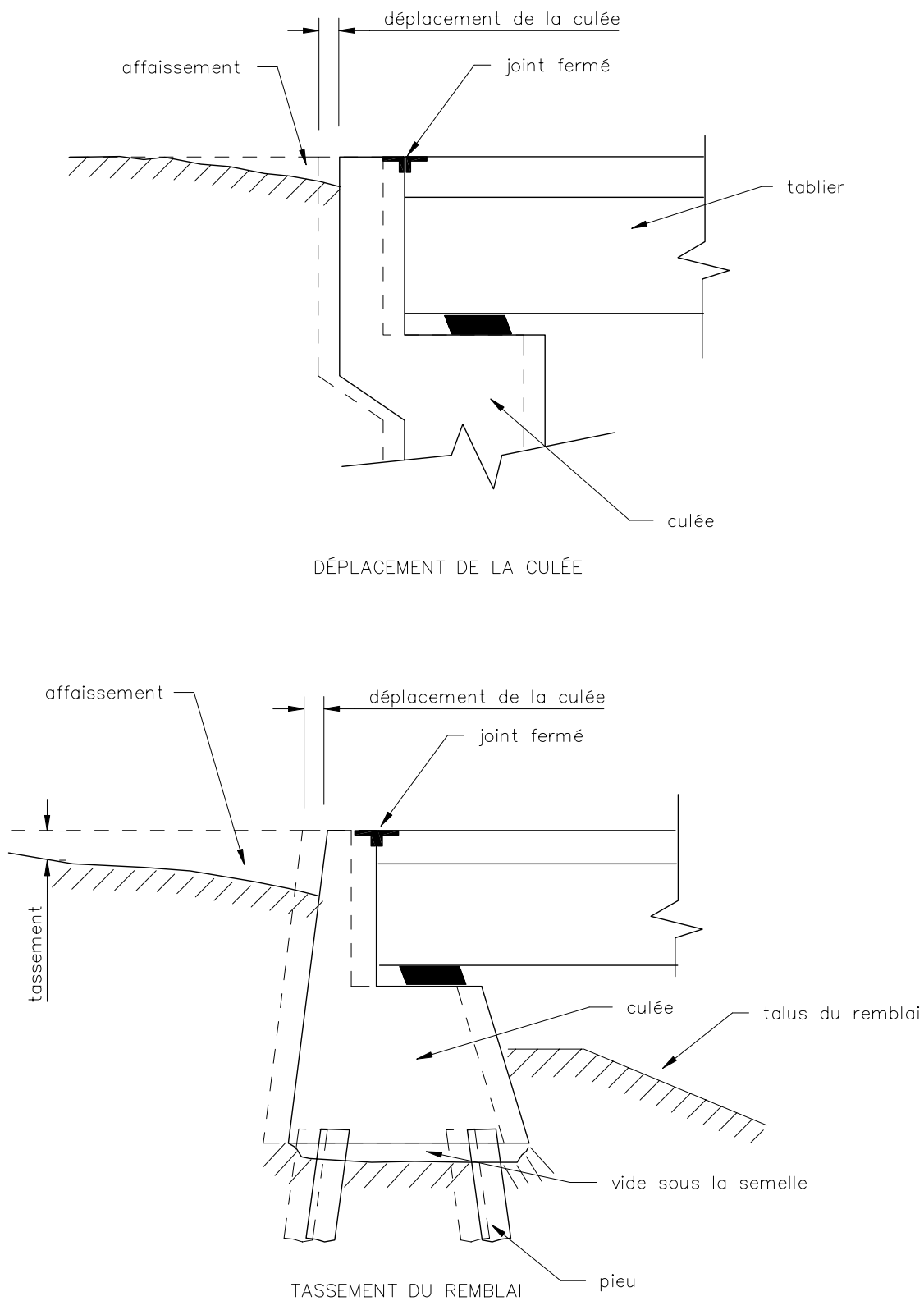
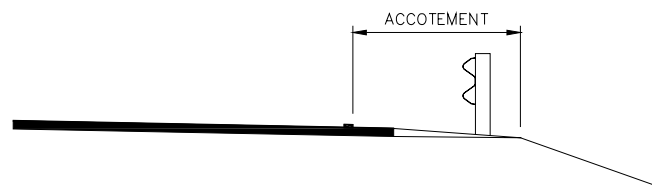


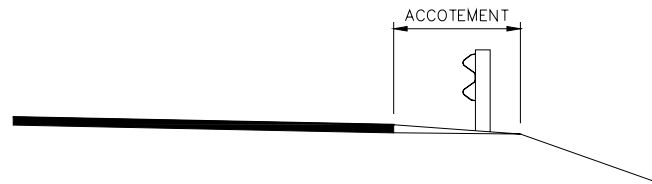
Figure 10.5-2 Défauts de l'approche

L'accotement à l'approche d'une structure est une largeur supplémentaire de la route, plus ou moins large, qui assure le bon drainage de la surface de roulement et soutient la glissière de sécurité. Les principaux défauts des accotements aux approches sont une largeur insuffisante ou leur surélévation par rapport à la chaussée.

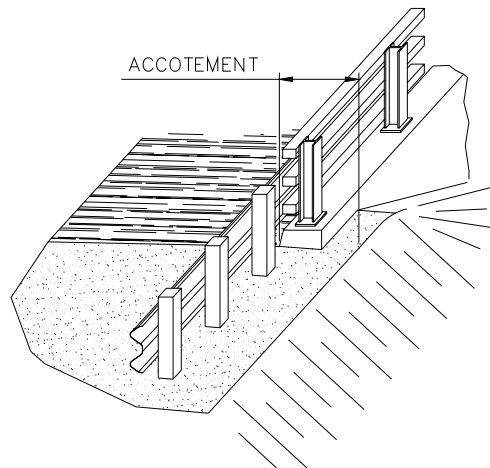
Les bordures détériorées ou mal situées ne permettant pas la bonne évacuation des eaux de ruissellement aux approches.



ENROBÉ BITUMINEUX AVEC MARQUAGE DE LIGNE DE RIVE



ENROBÉ BITUMINEUX SANS MARQUAGE DE LIGNE DE RIVE



SANS ENROBÉ BITUMINEUX

ACCOTEMENT AUX APPROCHES

Figure 10.5-3 Accotement aux approches

Les défauts de la dalle de transition

Les défauts de la dalle de transition sont reliés à son incapacité à pouvoir distribuer les charges des véhicules sur la culée et le remblai d'approche.

La dalle de transition est supportée à la fois par la culée et le remblai. Les culées, habituellement supportées par des pieux, ne sont pas influencées par le tassement du remblai, donc l'extrémité de la dalle supportée par la culée demeure stable même si l'autre extrémité est entraînée. Le tassement du remblai ainsi que le déplacement latéral de la culée qu'il entraîne créent un vide sous la dalle de transition, d'abord près de la culée, et se propagent ensuite vers son extrémité à mesure que le tassement s'intensifie. Éventuellement, la dalle, n'étant plus appuyée qu'à ses extrémités, peut se briser parce qu'elle n'a pas été prévue pour supporter des charges de cette façon.

Le joint de tablier entre la dalle de transition et la travée en porte-à-faux d'une structure peut, lors de la contraction de la travée, se remplir de sable et de gravier. Pour se dilater, la travée doit donc pousser sur la dalle de transition en l'éloignant, mais ne peut pas la ramener à sa place lorsqu'elle se contracte. Ce processus peut se répéter jusqu'à ce que l'extrémité de la dalle ne soit plus appuyée sur le garde-grève. Cette situation peut produire une dénivellation importante de l'approche de la structure et les charges peuvent provoquer la rupture de la dalle de transition si elle est mal supportée par le remblai près du garde-grève. Les figures 10.5-4 et 10.5-5 illustrent les défauts de la dalle de transition.

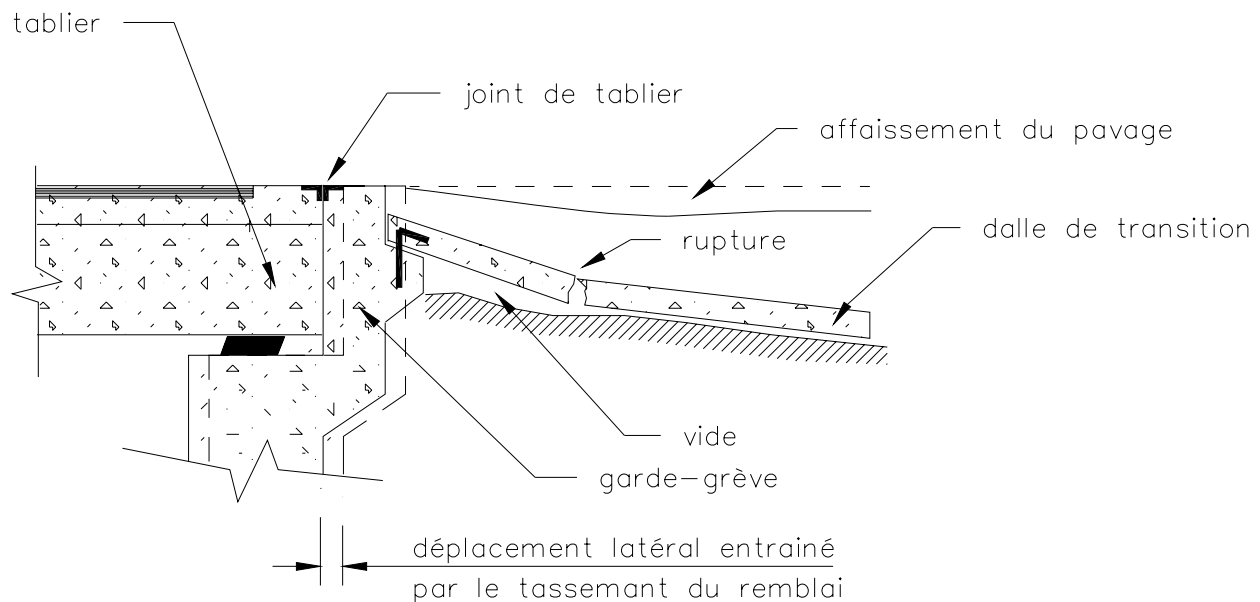


Figure 10.5-4 Défaut de la dalle de transition

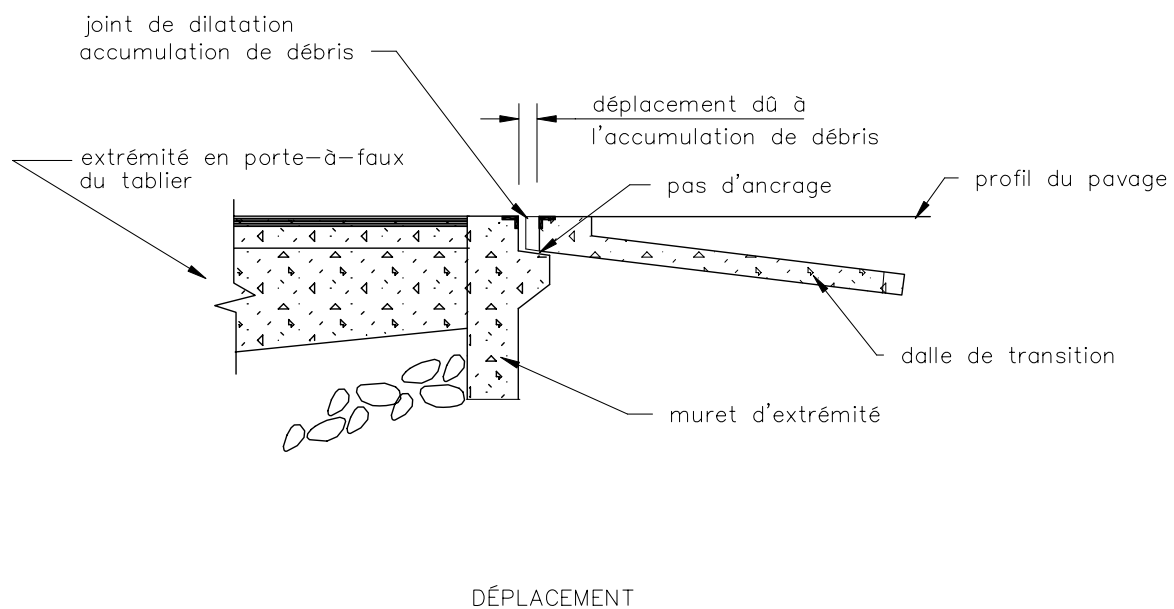
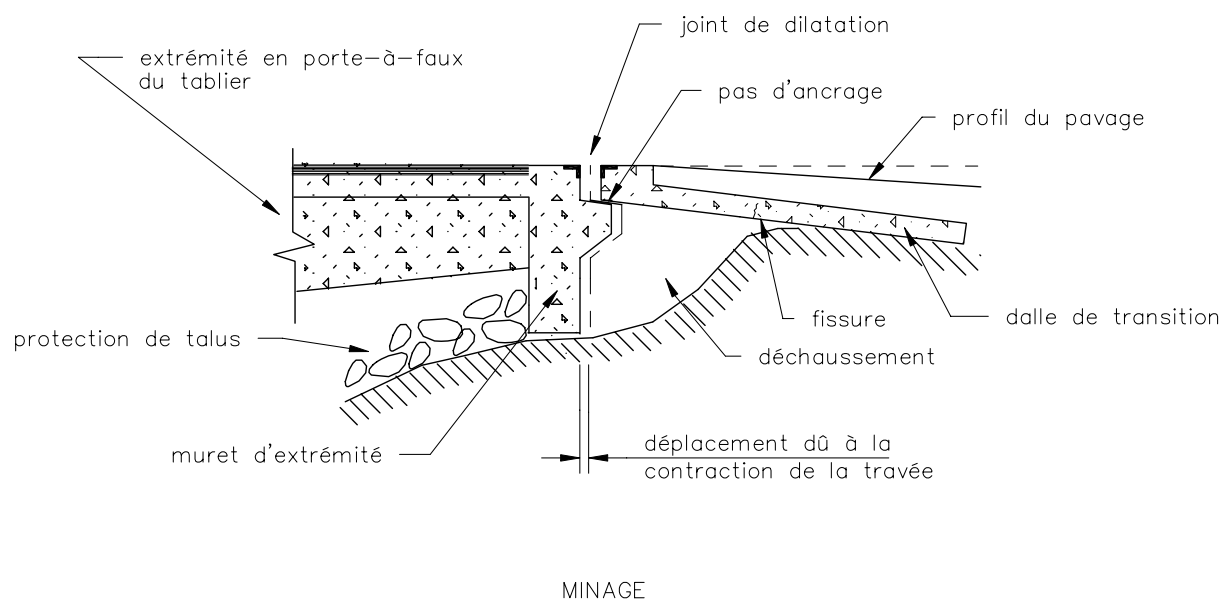


Figure 10.5-5 Défauts de la dalle de transition

10.6 LE DRAINAGE ET LES SYSTÈMES DE DRAINAGE

Le drainage permet l'évacuation des eaux de pluie à la surface d'une structure. L'eau qui stagne sur le tablier finit par endommager la surface de roulement et le platelage et constitue un risque pour les automobilistes, surtout durant les mois d'hiver.

Le drainage peut être assuré par un système de drainage, généralement de drains ou de conduites d'évacuation sur le tablier et de puisards ou de rigoles aux approches.

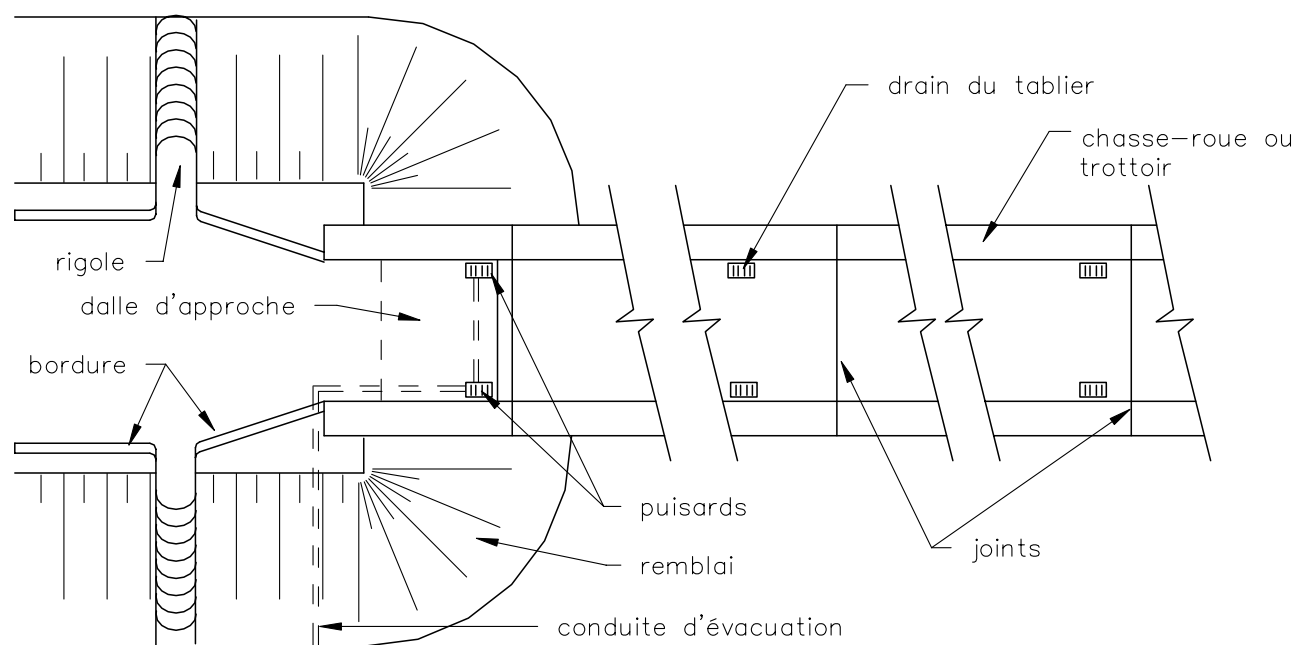
Sur une structure, l'eau qui tombe sur la chaussée est entraînée vers les approches par la pente du tablier, le dévers du tablier la dirige vers les drains. Sur les approches, l'eau est dirigée vers les puisards ou les rigoles.

Les structures courtes et suffisamment cambrées ne nécessitent pas l'installation de drains, parce que l'eau peut être dirigée vers les puisards ou les rigoles situés à leurs extrémités. Les structures plus longues exigent l'installation de drains le long du chasse-roue ou du trottoir vis-à-vis les points bas du tablier. La figure 10.6-1 illustre le drainage du tablier.

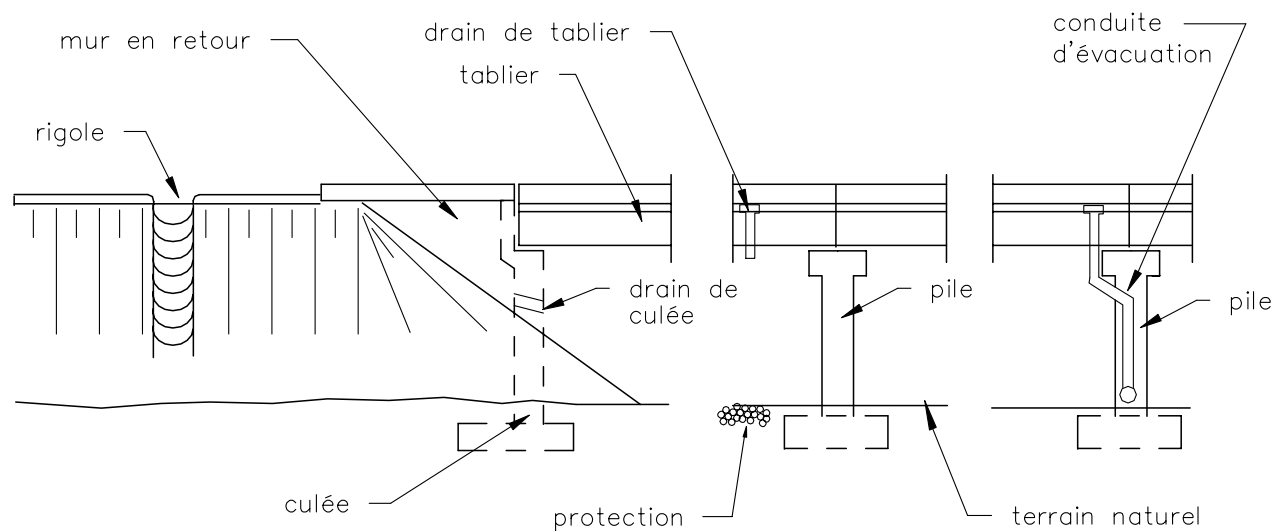
La cuvette en acier galvanisé est le drain de tablier le plus courant. Elle est constituée par l'assemblage d'un capteur avec un conduit pour diriger l'écoulement de l'eau. Sur les structures plus anciennes, le drain peut aussi être un tuyau en tôle, en acier, en fonte ou en béton ancré dans le platelage. La figure 10.6-2 illustre le drain et la cuvette.

Le drain ou le conduit de la cuvette doit avoir une longueur suffisante pour empêcher l'eau qui s'en écoule d'éclabousser les éléments du tablier de la structure. S'il est situé près d'une pile, il doit être raccordé à une conduite d'évacuation. Il ne doit pas non plus être situé au-dessus d'une route ou d'un remblai, surtout si ce dernier n'est pas protégé.

Lorsque l'eau provenant des drains ne peut pas s'écouler directement sous la structure, comme c'est souvent le cas en milieu urbain, les drains sont raccordés à une conduite d'évacuation en acier, en fonte, en A.B.S. ou en P.V.C. qui dirigera ensuite l'eau vers un autre système de drainage. La figure 10.6-3 illustre une conduite d'évacuation de l'eau.



VUE EN PLAN



VUE EN ÉLÉVATION

Figure 10.6-1 Drainage du tablier et des approches

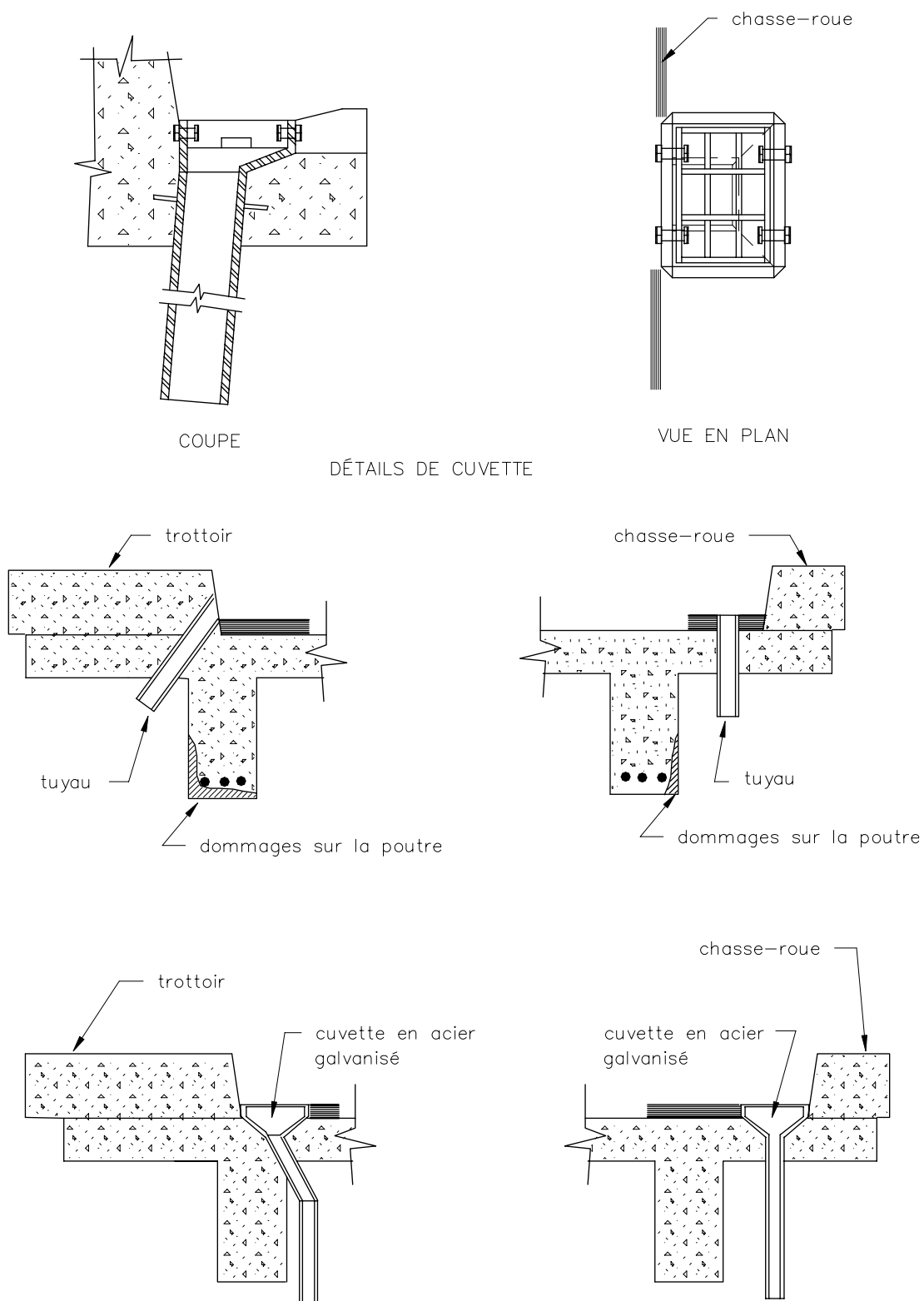


Figure 10.6-2 Drain et cuvette

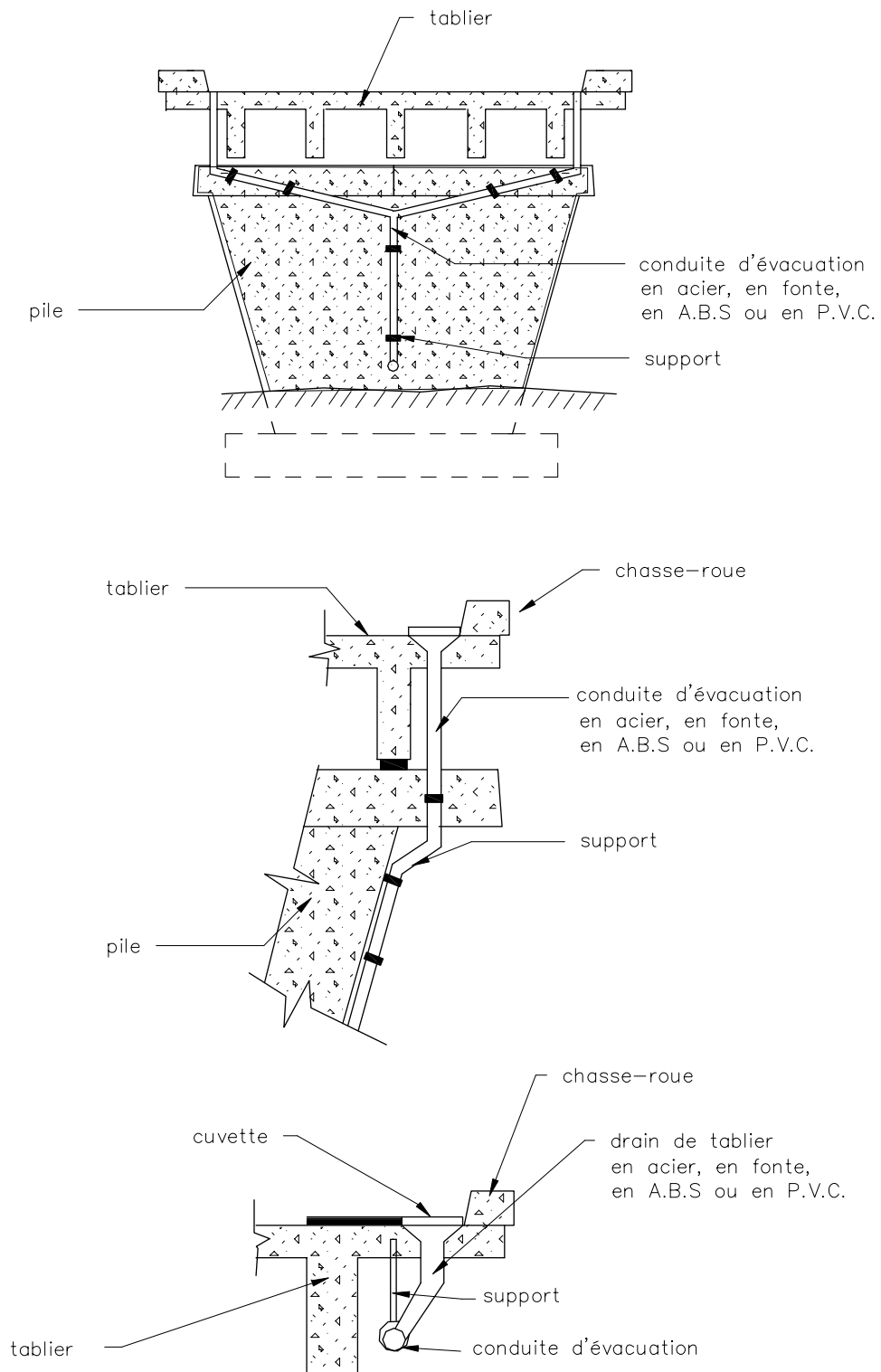


Figure 10.6-3 Conduite d'évacuation de l'eau

Les défauts du drainage

Les défauts du drainage ont trait aux risques encourus par les automobilistes et aux dommages qu'ils peuvent causer à la structure.

Les dépressions dans le pavage, les drains obstrués ou placés à des points hauts du tablier ainsi que l'amoncellement de sable et de gravier près des chasse-roues peuvent entraîner la formation de flaques d'eau et de plaques de glace sur la surface de roulement et rendre la conduite dangereuse pour les automobilistes.

L'eau qui stagne sur le tablier favorise son infiltration sous le pavage et dans le béton de la dalle et permet le développement de défauts important.

Les défauts des systèmes de drainage

Les défauts des systèmes de drainage sont reliés à leur capacité à drainer l'eau du tablier sans endommager les autres parties de la structure.

L'eau évacuée par une cuvette ou un drain trop court peut éclabousser les éléments en béton ou en acier des fondations ou de la structure et provoquer le développement de défauts importants dans ces éléments.

L'obstruction de la conduite d'évacuation peut être causée par l'accumulation de débris dans un coude trop prononcé ou par la pente trop faible d'un élément du système de drainage. Cette obstruction peut être à l'origine d'un mauvais drainage du tablier. L'eau retenue dans la conduite peut entraîner la corrosion des éléments en acier qui la constituent et même, lorsqu'elle gèle, favorise la rupture de la conduite ou la séparation des joints qui relient les éléments entre eux.

L'eau qui fuit par une fissure dans la conduite d'évacuation peut éclabousser les éléments en béton ou en acier de la structure. Elle peut aussi se répandre à l'intérieur d'un élément creux comme un caisson lorsque la conduite se situe à l'intérieur de celui-ci.

Les rigoles détériorées ou mal situées ne permettant pas la bonne évacuation des eaux de ruissellement du tablier et des approches.

CHAPITRE 11

DISPOSITIFS DE RETENUE

TABLE DES MATIÈRES

11.1	GÉNÉRALITÉS	11-1
11.2	LES MODÈLES DE DISPOSITIFS DE RETENUE	11-2
11.2.1	Les garde-fous de trottoir et de piste cyclable	11-2
11.2.2	La glissière	11-2
11.2.3	La glissière mixte	11-4
11.2.4	Les anciens modèles de dispositifs de retenue	11-5
11.3	LA FIXATION DES DISPOSITIFS DE RETENUE	11-6
11.4	LA GLISSIÈRE RIGIDE EN BÉTON	11-7
11.5	LES DÉFAUTS DES DISPOSITIFS DE RETENUE	11-7

LISTE DES FIGURES

Figure 11.1-1	Poutres servant aussi de glissières	11-1
Figure 11.1-2	Dispositifs de retenue	11-1
Figure 11.2-1	Glissières	11-3
Figure 11.2-2	Dispositifs de retenue	11-4
Figure 11.2-3	Anciens modèles de dispositifs de retenue	11-5
Figure 11.2-4	Anciens modèles de dispositifs de retenue (suite)	11-6
Figure 11.4	Glissières rigides en béton	11-7

11.1 GÉNÉRALITÉS

Les garde-fous et les glissières sont des dispositifs de retenue destinés à assurer la sécurité des usagers des ponts. Ils empêchent les véhicules, les cyclistes ou les piétons de tomber en bas du pont ou, dans quelque cas, de se retrouver dans la voie de circulation venant en sens inverse. Considérés comme éléments secondaires d'un pont, ils n'en constituent pas moins l'un des équipements les plus importants.

Sur certains ponts, les glissières sont installés au-dessus d'un parapet en béton ou sont remplacés par une glissière rigide en béton. Il existe aussi quelques ponts où les poutres de rive en béton jouent le rôle de glissières.

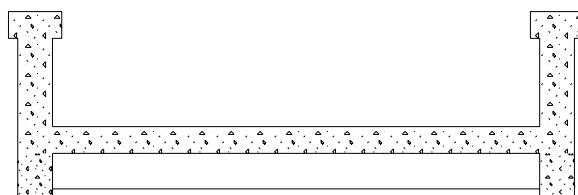


Figure 11.1-1 Poutres servant aussi de glissières

Les glissières sur le pont sont habituellement prolongées sur les approches par une glissière semi-rigide.

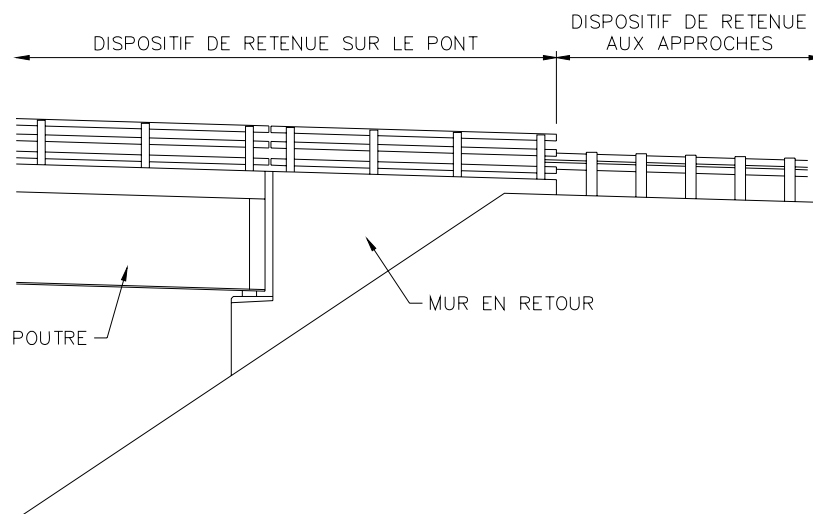


Figure 11.1-2 Dispositifs de retenue

11.2 LES MODÈLES DE DISPOSITIFS DE RETENUE

Suivant leur emplacement sur le pont, il existe trois modèles de dispositifs de retenue. Ce sont les garde-fous de trottoir et de piste cyclable, les glissières et les glissières mixtes. Les dispositifs de retenue sont fabriqués en acier galvanisé, à l'exception de ceux des ponts acier-bois dont les éléments sont parfois en bois.

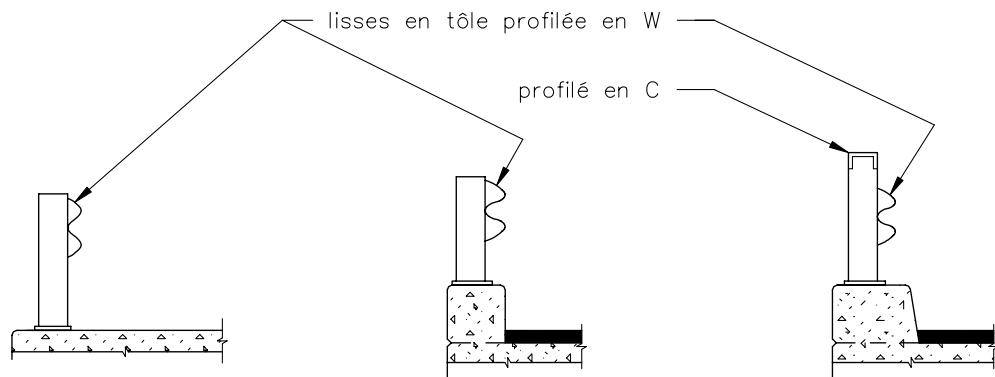
11.2.1 Les garde-fous de trottoir et de piste cyclable

Ils ont pour fonction d'empêcher les piétons et les cyclistes de tomber en bas du pont. Pour cette raison, ils sont conçus pour résister à des charges latérales assez faibles et leur hauteur est assez grande pour rassurer les usagers. Pour empêcher le risque qu'une personne puisse passer au travers du garde-fou, la plus petite de ses ouvertures ne doit pas être supérieure à 150 mm.

11.2.2 La glissière

Le rôle de ce dispositif de retenue est d'empêcher les véhicules de tomber en bas du pont, ou de se retrouver sur le trottoir ou dans la voie de circulation venant en sens inverse. Étant donné la masse très importante des véhicules pouvant emprunter les ponts, la glissière est en mesure de résister à de fortes charges latérales.

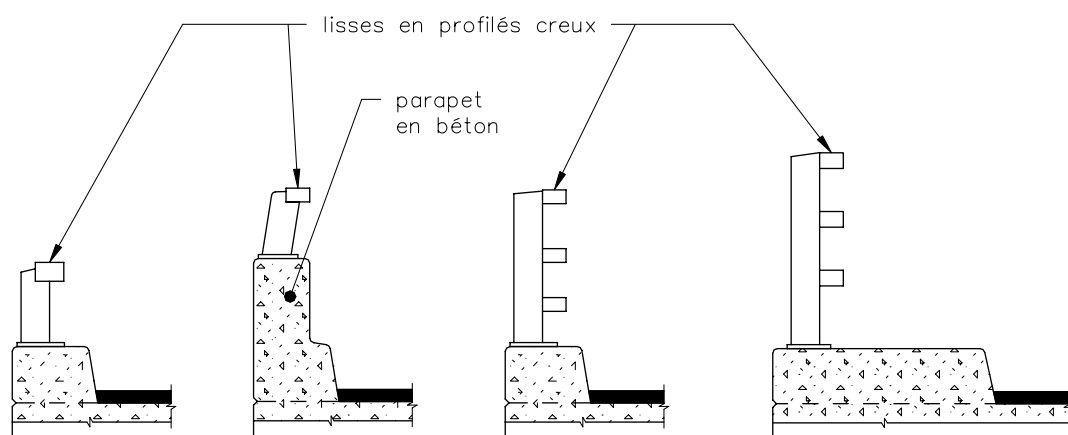
La glissière comprend des poteaux en acier profilé en I. Une ou trois lisses continues, selon le modèle, sont placées devant les poteaux et peuvent être constituées de tôle en acier en forme de W ou de profilés creux (figure 11.2-1).



MODÈLE 25

MODÈLE 35

MODÈLE 45



MODÈLE 21

MODÈLE 41

MODÈLE 43

MODÈLE 47

Figure 11.2-1 Glissières

11.2.3 La glissière mixte

Il possède à la fois les caractéristiques du garde-fou de trottoir ou de piste cyclable et celles de la glissière; sa résistance aux forces latérales est la même que celle de la glissière et ses dimensions sont conformes aux exigences pour les garde-fous de trottoir ou de piste cyclable.

Il est employé en bordure d'un trottoir ou d'une piste cyclable (côté extérieur du pont) qui ne sont pas séparés de la chaussée par une glissière. Il comprend des poteaux devant lesquels sont placés des lisses continues faites de profilés creux; des barreaux verticaux sont fixés derrière les lisses (figure 11.2-2).

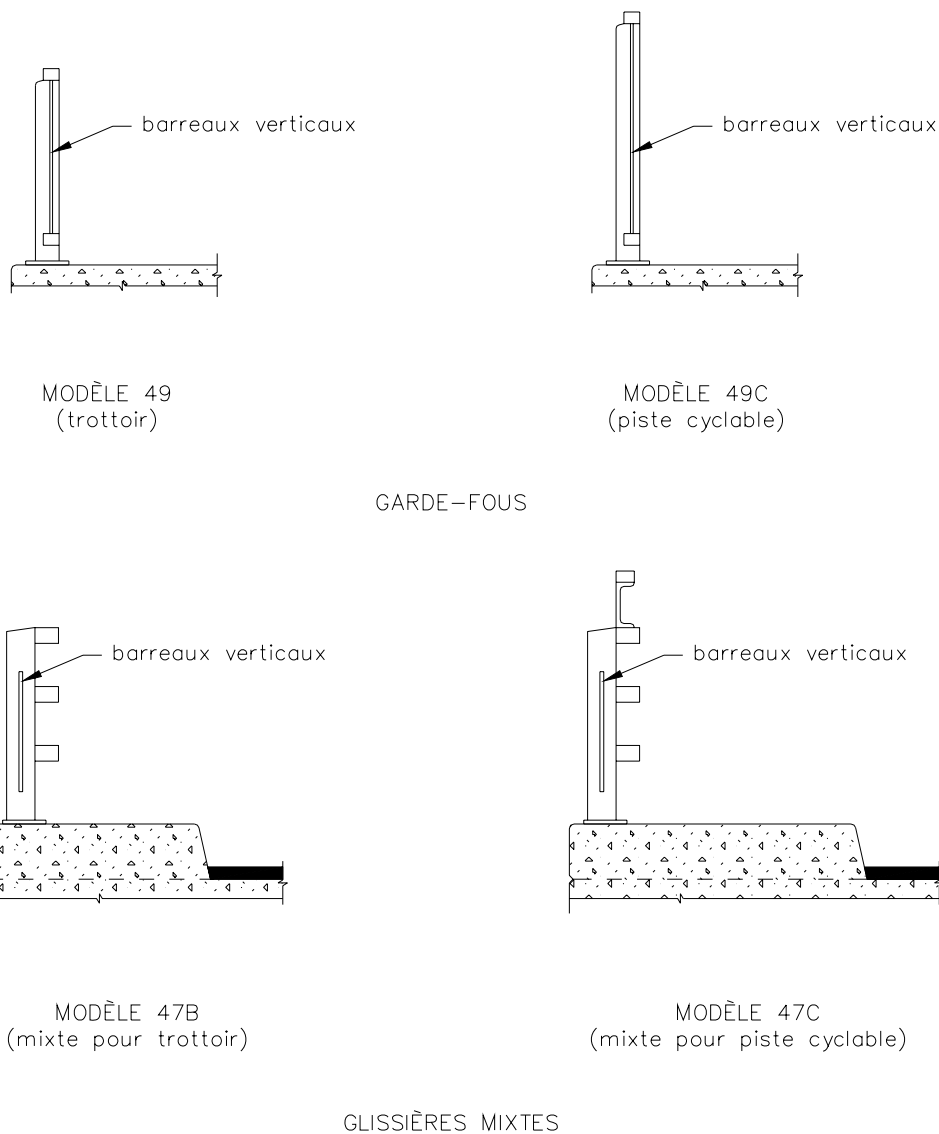
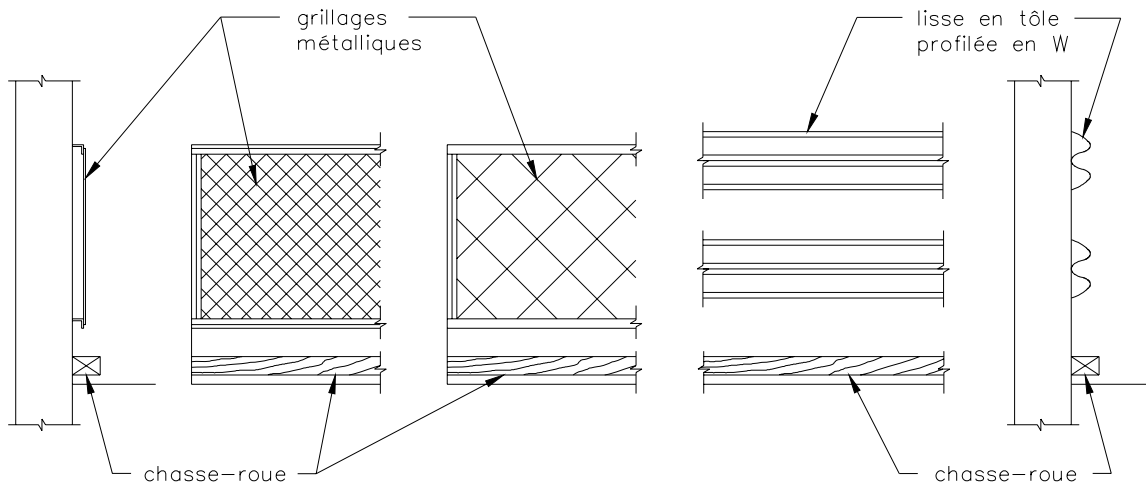


Figure 11.2-2 Dispositifs de retenue

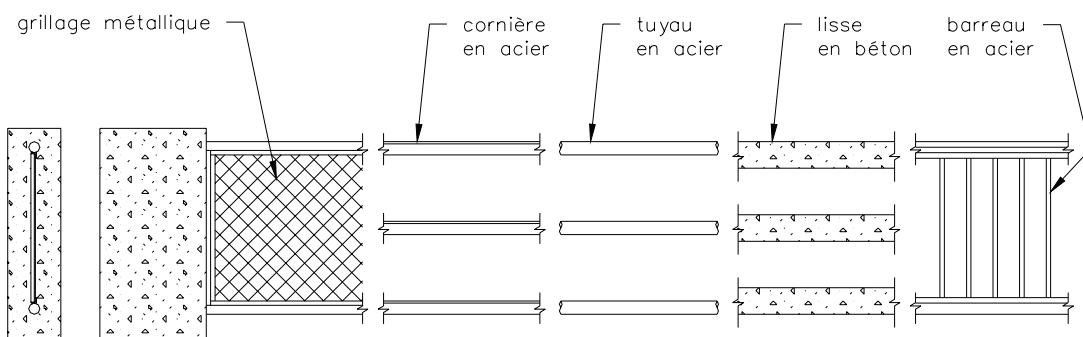
11.2.4 Les anciens modèles de dispositifs de retenue

Au cours des années, de nombreux modèles de dispositifs de retenue ont été employés sur les ponts. Lorsqu'ils sont sérieusement endommagés, ils sont habituellement remplacés par des dispositifs de retenue contemporains mais il en existe encore une grande quantité bien qu'ils ne respectent généralement pas les normes actuelles touchant la résistance aux charges latérales et la continuité des lisses.

Il est difficile de décrire tous ces modèles de dispositifs de retenue vu leur grande diversité, tant au point de vue des matériaux (acier galvanisé ou peint, aluminium, béton, bois) que des dimensions et des formes. Quelques modèles anciens sont néanmoins illustrés aux figures 11.2-3 et 11.2-4.



DISPOSITIFS DE RETENUE SUR PONTS À POUTRES TRIANGULÉES

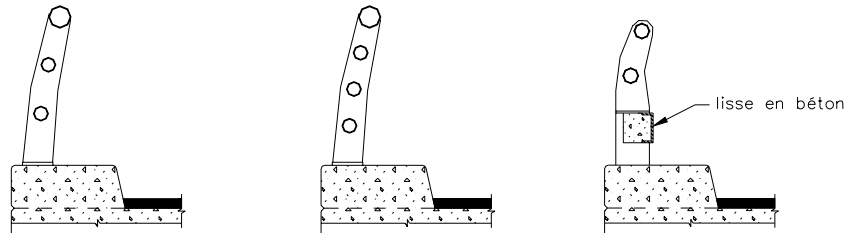


DISPOSITIFS DE RETENUE ENTRE DES POTEAUX EN BÉTON

Figure 11.2-3 Anciens modèles de dispositifs de retenue



POTEAUX ET PANNEAUX EN ACIER



POTEAUX ET TUYAUX EN ACIER OU EN ALUMINIUM

Figure 11.2-4 Anciens modèles de dispositifs de retenue (suite)

11.3 LA FIXATION DES DISPOSITIFS DE RETENUE

De nos jours, les poteaux des dispositifs de retenue sont fixés au chasse-roue, au trottoir ou au parapet d'un pont à l'aide de boulons d'ancrage noyés dans le béton, sauf pour les ponts acier-bois où ils sont boulonnés au platelage en bois. Une plaque en néoprène isole du béton la plaque d'ancrage des poteaux et assure un bon contact lorsque la surface de béton présente de légères inégalités.

Dans le cas des anciens modèles de dispositifs de retenue, certains sont fixés aux extrémités des entretoises en acier ou sont dotés de poteaux en béton coulés de façon monolithique avec le tablier. Dans les ponts à poutres triangulées à tablier inférieur, les lisses sont souvent fixées directement aux membrures des poutres, ce qui élimine le besoin de poteaux sur le tablier.

Les lisses quant à elles sont boulonnées aux poteaux afin de pouvoir être remplacées en cas de collision. Toutefois sur certains modèles anciens de dispositifs de retenue, les lisses sont soudées ou passent au travers des poteaux, de sorte qu'il est difficile de les remplacer lorsqu'elles sont endommagées.

Des manchons sont installés entre les sections des lisses continues en profilés creux. Des trous ovalisés sont percés aux raccordements de membrures, aux poteaux et aux joints pour permettre un libre jeu en cas de contraction et de dilatation. Les extrémités des membrures tubulaires sont coiffées pour empêcher l'eau d'entrer.

11.4 LA GLISSIÈRE RIGIDE EN BÉTON

Sur certains ponts, le dispositif de retenue est remplacé par une glissière rigide en béton. C'est souvent vrai pour les glissières des rampes d'échangeurs et de ponts où les voies en sens inverses sont rapprochées et séparées par une glissière rigide qui est souvent surmontée d'un écran visuel.

La glissière rigide en béton, d'une hauteur variant de 880 à 1 140 mm, est habituellement profilée suivant le type New-Jersey (figure 11.4), profil qui semble être le plus sécuritaire pour les automobilistes. Étant composée de béton armé, la glissière rigide n'est habituellement pas affectée par l'impact des véhicules. Aussi les principaux défauts qui l'affectent sont les défauts de matériaux propres au béton armé.

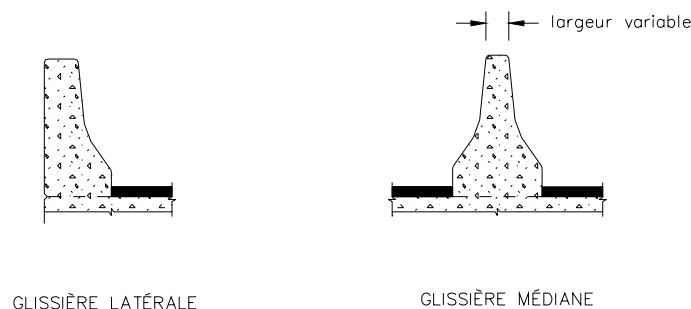


Figure 11.4 Glissières rigides en béton

11.5 LES DÉFAUTS DES DISPOSITIFS DE RETENUE

Le comportement d'une glissière est jugé à sa capacité de protéger et de guider la circulation des véhicules le long d'un pont et d'empêcher les véhicules de quitter accidentellement la route ou de s'aventurer en sens inverse. Le garde-fou, quant à lui, est jugé à sa capacité de protéger et de guider la circulation des piétons et des cyclistes le long d'un pont. Tout ce qui nuit à ce comportement est considéré comme un défaut. Les défauts suivants sont les plus courants.

Les défauts de matériaux

Les défauts de matériaux du béton, de l'acier, du bois et de l'aluminium peuvent, lorsqu'ils sont importants, affecter le comportement des dispositifs de retenue.

Le dispositif de retenue

Les défauts faisant suite au heurt d'un dispositif de retenue par un véhicule sont très variables. Ils peuvent aller d'une simple bosse plus ou moins profonde à la perte complète d'un de ses panneaux.

Le bris de boulons d'ancrage

Un boulon d'ancrage peut être rouillé ou sectionné ou son écrou peut être mal serré ou absent. Le boulon peut être ancré trop profondément dans le béton, si bien que la partie filetée disponible est trop courte pour visser l'écrou complètement.

Les défauts des glissières semi-rigides

Les glissières semi-rigides prolongeant les glissières du pont aux approches sont parfois d'une hauteur différente de celle des glissières du pont. L'espacement de poteaux supportant les glissières semi-rigides est parfois trop grand, si bien que leur rigidité est trop faible par rapport à celle des glissières du pont adjacentes. Les glissières semi-rigides peuvent être mal reliées aux glissières du pont, peuvent mal protéger l'extrémité des glissières du pont et sont quelquefois absentes.

Les défauts des joints

Les boulons des joints peuvent être lâches, absents ou ne pas avoir de rondelles ou d'écrous. Les joints ne permettent pas toujours le mouvement nécessaire à la dilatation des pièces, certains trous ronds auraient dû être ovalisés. Certains joints ou l'absence de joints entre les lisses assurent parfois mal leur continuité.

Les défauts des anciens modèles

Les anciens modèles de dispositif de retenue présentent de nombreux défauts lorsqu'on les examine en fonction des normes actuelles, soit :

- Hauteur trop faible;
- Résistance trop faible aux efforts latéraux;
- Lisses non continues;
- Lisses non placées devant les poteaux;
- Dimensions des ouvertures de plus de 150 mm dans le cas des dispositifs de retenue de trottoirs.

Toutefois, tant que ces modèles sont en bon état et pourvu qu'ils soient conformes aux critères de sécurité et aux exigences techniques qui étaient en vigueur au moment de la construction, ces défauts sont tolérables.

CHAPITRE 12

PROTECTION CONTRE LA CORROSION

TABLE DES MATIÈRES

12.1	GÉNÉRALITÉS	12-1
12.2	LES PEINTURES ET LES SYSTÈMES DE PEINTURES	12-1
12.2.1	Composition de la peinture	12-1
12.2.2	Séchage de la peinture	12-2
12.2.3	Adhérence de la peinture	12-5
12.2.4	Principaux types de peintures anticorrosion	12-5
12.2.5	Systèmes de peintures	12-10
12.2.6	Choix des systèmes de peintures	12-11
12.3	LA MÉTALLISATION	12-11
12.4	LA MÉTALLISATION SUIVIE DE L'APPLICATION DE PEINTURE	12-12
12.5	LA GALVANISATION À CHAUD	12-12
12.6	LES DÉFAUTS DES SYSTÈMES DE PROTECTION	12-13

12.1 GÉNÉRALITÉS

Il existe plusieurs procédés de protection de l'acier contre la corrosion :

- L'application de peinture;
- La métallisation;
- La métallisation suivie de l'application de peinture;
- La galvanisation à chaud.

Le choix du type de protection varie selon le type de structure, le milieu ambiant, l'état de la surface à protéger, etc. Cependant l'application de peinture est le procédé le plus répandu pour protéger les ouvrages d'art métalliques contre la corrosion.

12.2 LES PEINTURES ET LES SYSTÈMES DE PEINTURES

12.2.1 Composition de la peinture

La peinture est un mélange de produits en suspension et de pigments appliqué en couches minces sur des supports appropriés et donnant un film opaque ayant des qualités protectrices, décoratives ou autres (hygiéniques, sanitaires, isolantes, etc.).

Les produits prédominants qui confèrent à la peinture ses propriétés spécifiques déterminent sa famille de classification : peinture aux résines époxydiques, aux résines polyuréthanes, peinture au zinc, peinture à l'aluminium, etc.

Essentiellement la peinture est composée d'un liant, d'un solvant, de pigments et d'adjuvants.

Liant

Le liant constitue l'élément essentiel d'une peinture. Il donne au revêtement ses caractéristiques physiques comme le brillant, la rétention de couleur, la dureté, la résistance aux produits chimiques et l'adhérence. Le liant est constitué d'huiles, de résines naturelles ou de résines synthétiques.

Les huiles et les résines naturelles sont généralement d'origine naturelle : huile de lin, huile de soja, résine de copal, résine de colophane, etc.

Les résines synthétiques proviennent d'une modification chimique des huiles ou des résines naturelles : résines acryliques, alkydes, époxydiques, polyesters, polyuréthanes, etc.

Solvant

La partie solvant d'une peinture permet de diluer le mélange « pigments-liant » afin d'obtenir la viscosité nécessaire à son application. Étant donné que le solvant s'évapore à mesure que le revêtement durcit, il n'a que peu d'incidence sur les caractéristiques du produit fini.

Pigments

Les pigments sont des substances en poudre fine, insolubles dans le liant et le solvant. Ils sont utilisés pour leur pouvoir opacifiant élevé, leur pouvoir colorant et leurs qualités protectrices. Certains pigments offrent des propriétés anti-corrosions, soit par protection cathodique, soit en jouant un rôle de barrière entre les agents corrosifs de l'atmosphère et la surface de l'acier.

Pour ce qui est de la poudre de zinc, elle joue un rôle similaire à la galvanisation à chaud ou à la métallisation. En raison de son bas potentiel électrochimique, le zinc se sacrifie au profit de l'acier, permettant ainsi une protection cathodique. Cette action sacrificielle se révèle supérieure si la proportion de poussière de zinc est élevée et si le liant est en faible quantité.

Le rôle des pigments d'oxyde de fer lamellaire ainsi que des pigments d'aluminium pelliculant est de bloquer le passage de l'humidité, de l'oxygène et des agents polluants contenus dans l'air. Ces pigments servent également à protéger le liant contre une dégradation provoquée par les rayons ultraviolets. Durant le processus de séchage, les particules lamellaires d'épaisseur très fine se disposent en couches superposées pratiquement parallèles à la surface, rappelant en quelque sorte des écailles de poissons.

Adjuvants

Divers adjuvants sont incorporés à faible dose dans la peinture dans le but d'y améliorer les conditions de fabrication, de conservation, ou d'application, ou certaines propriétés spécifiques. Ils sont identifiés comme des « agents » jouant chacun des rôles bien précis : agents mouillants, agents anti-peaux, agents épaississants, agents stabilisants, etc.

12.2.2 Séchage de la peinture

Le séchage constitue l'ensemble des transformations physiques, physico-chimiques ou chimiques qui caractérisent le passage du feuil d'une peinture de l'état liquide à l'état solide.

Le contrôle du séchage est important puisqu'il permet de vérifier si chaque couche de peinture a eu une cure adéquate avant l'application d'une couche subséquente.

Durée de séchage

Le séchage d'une peinture comporte plusieurs stades : sec au toucher, sec pour recouvrir, sec pour manipuler, sec à cœur.

- Sec au toucher (Set-to-touch)

C'est le temps nécessaire pour obtenir un feuil pouvant être légèrement collant mais qui ne doit pas adhérer au doigt.

- Sec pour recouvrir (Dry-to-recoat)

C'est le temps nécessaire pour qu'on puisse appliquer une autre couche de peinture sans qu'il ne se développe de défauts du feuil telles que le cloquage, le frisage, le ramollissement, la perte d'adhérence. Cette étape correspond souvent au séchage sec au toucher.

- Sec pour manipuler (Dry-to-handle)

C'est le temps nécessaire pour que le feuil puisse supporter des conditions normales d'utilisation, de manutention, de stockage et de transport.

- Sec à cœur (Dry-hard)

C'est le temps nécessaire pour obtenir un feuil ne laissant aucune marque lorsqu'on lui applique une pression de deux livres avec le pouce durant 20 secondes.

Types de séchage

On distingue deux grands types de réactions lors du séchage : la polymérisation et l'évaporation du solvant.

Les peintures qui sèchent par évaporation de solvant ne se transforment pas chimiquement lors de la cure, contrairement aux peintures qui sèchent par polymérisation. Ainsi, les feuil de peinture ayant séché par évaporation de solvant peuvent être redissous par le solvant d'origine, ce qui n'est pas le cas pour les feuil de peinture séchés par polymérisation.

- Polymérisation

La polymérisation se produit lorsque plusieurs molécules de résine identiques se combinent pour former une molécule complexe plus grosse. La polymérisation, qui est la combinaison chimique de plusieurs monomères en une résine unique, est le processus de cure le plus commun actuellement.

On distingue quatre types principaux de séchage par polymérisation :

- Par apport d'oxygène;
- Par co-réaction chimique;
- Par apport d'humidité;
- Par apport de chaleur.

La polymérisation par apport d'oxygène est un processus de cure où l'oxygène réagit avec des huiles dans la peinture humide pour finalement former un film solide. Les principaux revêtements séchant par ce type de polymérisation sont les alkydes, les résines phénoliques et les huiles.

La polymérisation par co-réaction chimique s'effectue lorsqu'un composant de base, la résine, réagit avec un agent convertisseur, l'activant, pour former un film solide. Les peintures séchant par ce type de polymérisation sont constituées de deux ou plusieurs composants qui doivent être mélangés avant leur application finale. Les peintures séchant par co-réaction chimique sont les peintures aux résines époxydiques, aux résines polyuréthanes et aux résines de polyester.

Les peintures séchant par apport d'humidité, appelées peintures hygroréactives, réagissent uniquement avec l'humidité contenue dans l'air pour durcir. C'est le cas des résines polyuréthanes à un seul composant et de certaines peintures au zinc inorganique.

Appliquées sous forme de poudres ou de liquides, certaines peintures sont amenées par apport de chaleur jusqu'à leur point de fusion puis refroidies.

- Évaporation du solvant

Le séchage d'une peinture par évaporation du solvant consiste à laisser sortir les solvants vers l'extérieur, permettant à la partie solide de la peinture de se déposer sur la surface. Les peintures séchant par l'évaporation du solvant sont les gommes-laque, les vinyles, les caoutchoucs chlorés et les bitumes.

Un autre type de séchage par « évaporation de solvant » est la coalescence, où l'eau joue plus un rôle de diluant que de solvant.

Lors de l'évaporation de l'eau en cours de séchage, les particules de résine dispersées fusionnent ensemble pour former un feuillet de peinture stable. La plupart des peintures-émulsion, tel que les acryliques et certains époxy, présentent ce type de séchage.

12.2.3 Adhérence de la peinture

Pour assurer une bonne protection, la peinture doit adhérer parfaitement au substrat sur toutes les faces exposées aux intempéries. Il existe deux mécanismes d'adhérence : l'adhérence mécanique et l'adhérence chimique.

Adhérence mécanique

La plupart des peintures adhèrent au métal par simple attraction physique qui se produit lorsque deux surfaces sont assez proches l'une de l'autre. L'accrochage est favorisé si le profil de la surface à peindre présente un léger relief, ce qui a pour effet d'augmenter la surface de contact et de créer un meilleur lien avec la peinture.

Une surface trop lisse peut engendrer un manque d'adhérence et provoquer le décollement de la peinture. Cependant un relief trop prononcé nécessite une plus grande quantité de peinture pour recouvrir la surface et peut présenter des défauts liés à l'application : coulures, points de rouille, etc.

Adhérence chimique

Dans certains cas où l'on veut améliorer l'adhérence d'une peinture, on utilise un enduit aux résines vinyliques. Appliqué en une couche très mince, cet enduit sert de couche de liaison avant l'application d'une couche de peinture subséquente. Généralement on utilise cet enduit comme couche d'accrochage sur des peintures primaires riches en zinc.

12.2.4 Principaux types de peintures anticorrosion

Peintures aux résines alkydes

Ces peintures sont composées soit de résines alkydes dissoutes dans un solvant, soit d'un mélange d'huiles et de résines alkydes.

Caractéristiques :

- Facilité d'application;
- Bonne adhérence et bonne rétention de couleur;
- Faible résistance aux agressions chimiques (acides, solvants, alcalins);
- Séchage lent.

Peintures aux résines alkydes sulfonate de calcium

Ces peintures contiennent du sulfonate de calcium pigmenté qui améliore la résistance à la corrosion.

Caractéristiques :

- Application possible sur des surfaces minimalement préparées;
- Facile d'application;
- Bonne adhérence et bonne rétention de couleur;
- Résistance limitée à l'eau salée et aux solvants;
- Dureté du feuil : mou;
- Séchage lent.

Peintures aux résines vinyliques

Largement utilisées au cours des dernières années comme couche de finition sur des peintures primaires au zinc, ces peintures ne rencontrent plus les normes environnementales de plusieurs pays dû à l'énorme quantité de solvants qu'elles contiennent.

Caractéristiques :

- Facile d'application;
- Bonne adhérence et bonne rétention de couleur;
- Bonne résistance à l'eau salée et aux acides;
- Très bonne résistance à l'abrasion;
- Faible résistance aux solvants;
- Brillant du feuil : mat.

Peintures aux résines époxydiques

Ce sont des peintures à deux composants qui durcissent par réaction chimique entre une base époxydique et un durcisseur. Lors du mélange, le ratio entre les composants ainsi que le temps d'induction du mélange doivent rencontrer de façon rigoureuse les exigences du fabricant. Ces peintures sont plus dures et généralement plus résistantes que les résines alkydes et elles sèchent à des températures plus basses. Lorsqu'elles sont appliquées en couche primaire, ces peintures nécessitent une bonne préparation de surface.

Certaines peintures aux résines époxydiques contiennent des pigments d'oxyde de fer lamellaire ou des pigments d'aluminium pelliculant qui sont des inhibiteurs de corrosion. Ces peintures peuvent être appliquées en couche primaire sur des surfaces minimalement préparées ou en couche intermédiaire.

Caractéristiques :

- Excellente résistance aux agents chimiques et aux solvants;
- Excellente adhérence;
- Très bonne résistance à l'abrasion;
- Feuil très dur;
- Durée de vie (pot life) limitée;
- Tendance au farinage si utilisées en couche de finition.

Peintures aux résines polyuréthanes

Ce sont des peintures caractérisées par un très bon brillant et une très bonne rétention de couleur. On distingue deux types de peintures aux résines polyuréthanes : les polyuréthanes à deux composants et les polyuréthanes à un composant hygroréactif.

Les résines polyuréthanes à deux composants tout comme les résines époxydiques durcissent par réaction chimique. Les polyuréthanes aromatiques jaunissent sous l'action de la lumière ; on n'utilise donc que des polyuréthanes aliphatiques en couche de finition. Les feuil obtenus avec ces résines sont particulièrement résistants aux intempéries : très étanches et très lisses, ils retiennent très peu les salissures. De plus ils ont une excellente résistance aux agents chimiques agressifs.

Les résines polyuréthanes à un composant hygroréactif réagissent uniquement avec l'humidité de l'air pour durcir.

Certaines peintures aux résines polyuréthanes contiennent des pigments d'oxyde de fer lamellaire ou des pigments d'aluminium pelliculant qui sont des inhibiteurs de corrosion. Ces peintures peuvent être appliquées en couche primaire sur des surfaces minimalement préparées, en couche intermédiaire ou en couche de finition.

Caractéristiques :

- Excellente résistance aux agents chimiques;
- Très sensible à l'humidité;
- Excellente adhérence;
- Très bonne résistance à l'abrasion;
- Feuil très dur;
- Durée de vie (pot life) limitée.

Peintures riches en zinc

Ces peintures à liant époxydique ou de polyuréthane (zinc organique) ou à liant éthyl silicate (zinc inorganique) ont des formulations qui exploitent les qualités intrinsèques du zinc par rapport à l'acier, permettant ainsi une protection cathodique. Cette action sacrificielle est d'autant meilleure que la proportion de poudre de zinc est élevée et que le liant est en faible quantité.

Ces peintures sont conçues pour être appliquées comme couche primaire sur des surfaces de métal nu. Pour obtenir une protection complète, ces peintures doivent être recouvertes par des peintures de finition.

Caractéristiques :

- Nécessitent une préparation de surface très soignée;
- Excellente protection contre la corrosion;
- Bonne adhérence;
- Excellente résistance à l'abrasion;
- Sensibilité aux acides et aux alcalins;
- Durcissement du feuil nécessite un minimum d'humidité.

Peintures à haute teneur en matières solides (High Solids ou HS)

Les peintures à haute teneur en matières solides sont des peintures dont la proportion de solvant est très faible (moins de 25 % par rapport à plus de 50 % pour une peinture conventionnelle). L'extrait sec dans les liants est d'au moins 80 %. Ces peintures peuvent être appliquées sur des surfaces ayant subi une préparation manuelle ou sur des surfaces recouvertes de vieille peinture.

Certaines peintures contiennent des pigments d'oxyde de fer lamellaire ou des pigments d'aluminium pelliculant qui en améliorent les propriétés anti-corrosions.

Caractéristiques :

- Application possible sur des surfaces minimalement préparées;
- Excellente résistance aux produits chimiques;
- Excellente résistance à l'abrasion.

Peintures aux résines acryliques

Ces peintures contiennent un liant polymère acrylique dispersé à l'eau et des pigments inhibiteurs de corrosion. Le séchage résulte de la coalescence des particules en émulsion à mesure que l'eau s'évapore du feuil, formant un feuil caoutchouteux.

Ces peintures doivent être protégées du gel.

Caractéristiques :

- Application possible sur des surfaces minimalement préparées;
- Excellente résistance aux produits chimiques;
- Excellente résistance à l'abrasion et aux chocs;
- Bonne adhérence;
- Forment un revêtement très élastique;
- Bonne résistance aux rayons ultraviolets.

Peintures en poudres

Ces peintures ne contiennent pas de solvant et se présentent sous forme de poudre. Deux types de poudres sont utilisées : les poudres thermoplastiques et les poudres thermodurcissables. Les poudres thermodurcissables sont les plus utilisées dans le domaine de l'anticorrosion (poudres époxydiques, polyesters, polyuréthanes). La formation du feuil s'effectue par fusion de particules sur le subjectile ; c'est un procédé industriel réalisé uniquement dans des ateliers spécialisés. Ces revêtements doivent subir une cuisson (polymérisation) après application au pistolet électrostatique et nécessitent parfois un préchauffage des pièces.

Caractéristiques :

- Excellente résistance à l'abrasion et aux chocs;
- Excellente résistance aux produits chimiques;
- Très bonne adhérence;
- Très bonne résistance aux rayons ultraviolets;
- Très bonne qualité en aspect (couleur, brillant, uniformité du feuillet).

12.2.5 Systèmes de peintures

Un système de peintures est un ensemble de couches de peintures de propriétés différentes mais compatibles dont chacune d'elles remplit un rôle spécifique dans la protection de l'acier contre la corrosion.

Couche primaire

La couche primaire permet de protéger le métal qu'elle recouvre avec un accrochage maximal. C'est la base d'un système de peintures qui permet de limiter la corrosion du métal en cas de dommages au système. Sa composition peut inclure des pigments métalliques ou inhibiteurs de corrosion.

Couche intermédiaire

Elle a pour fonction d'assurer l'étanchéité de la couche primaire et de faire la transition pour la pose de la couche de finition.

Couche de finition

Puisqu'elle est directement exposée à l'environnement, la couche de finition doit être étanche et lisse. Cette dernière propriété lui permet d'éviter de retenir les salissures afin d'assurer la meilleure conservation du système (résistance aux intempéries, aux ultraviolets et aux agents chimiques agressifs). Jouant également un rôle esthétique, le brillant et la couleur du feuillet de peinture sont des caractéristiques importantes pour la couche de finition

- Brillant

Les différentes concentrations pigmentaires permettent d'obtenir des peintures de finition avec divers degrés de brillant. Le brillant est la propriété que possède un revêtement à réfléchir la lumière comme un miroir.

Les degrés de brillant sont qualifiés selon une valeur numérique que l'on mesure comme étant la réflexion d'une lumière incidente à 60° et à 85° par rapport à la surface à peindre.

Description	Brillant à 60°	Brillant à 85°
Mat		≤ 20
Semi-brillant	30 à 75	
Brillant	≥ 85	

- Couleur

Dans le cas des charpentes métalliques, il est d'usage depuis plusieurs années de spécifier des peintures de finition de couleur claire (vert ou gris) de manière à se marier au milieu environnant. La nuance des couleurs correspond à des couleurs étalons qui sont définies dans la norme U.S. FED-STD 595B « Colors Used in Government Procurement ».

12.2.6 Choix des systèmes de peintures

Le choix d'un système de peintures doit faire l'objet d'une étude particulière dans laquelle les éléments suivants doivent être considérés :

- Nature de l'ouvrage;
- Durée de vie;
- Degré de corrosion des surfaces;
- Considérations environnementales;
- Méthode d'application;
- Délai de recouvrement;
- Disponibilité;
- Couleur.

12.3 LA MÉTALLISATION

La métallisation exploite les qualités intrinsèques d'un métal plus électronégatif qui se sacrifie au profit de l'acier lorsqu'il y a rupture ou discontinuité du revêtement. C'est une technique qui permet d'appliquer un revêtement protecteur sur l'acier par projection de zinc. La projection est généralement faite au moyen d'un pistolet alimenté par un fil de zinc d'un haut degré de pureté chimique. L'épaisseur du revêtement est d'au moins 130 micromètres (feuil sec) ; selon le milieu d'exposition (industriel, marin ou immergé) et la durée de vie anticipée, l'épaisseur du revêtement pourra atteindre jusqu'à 200 micromètres (feuil sec).

La métallisation doit être conforme à la norme CSA-G189 « Sprayed metal coatings for atmospheric corrosion protection ». Elle nécessite un degré de préparation de surfaces « sablage à blanc » (SSPC-SP5 - NACE no 1) et un contrôle rigoureux de l'épaisseur du feuillet sec pour obtenir un niveau de performance maximal.

Ce procédé de protection convient particulièrement aux ouvrages d'art métalliques situés dans une atmosphère polluée et aux endroits où une protection traditionnelle affecterait grandement la circulation. Malgré un coût initial plus élevé, la métallisation conduit à des économies appréciables, ne nécessitant que peu d'entretien, à des intervalles espacés; la protection dure tant qu'il reste une couche, si mince soit-elle, de métal dont le couple galvanique avec l'acier empêche la formation de rouille.

12.4 LA MÉTALLISATION SUIVIE DE L'APPLICATION DE PEINTURE

La durée de vie du revêtement métallisé peut être prolongée par l'application de peintures. La protection d'un revêtement métallisé par l'application de peintures est généralement effectuée lorsque la structure est située en milieu marin, en atmosphère industriel ou au-dessus d'une autoroute.

Le système de peinture est constitué :

- D'une couche d'apprêt (enduit de traitement préliminaire);
- D'une couche primaire de peinture aux résines époxyliques (épaisseur du feuillet sec de 100 μm);
- D'une couche de finition de peinture aux résines polyuréthanes (épaisseur du feuillet sec de 50 μm).

La couche primaire doit être appliquée à l'intérieur d'un délai de 4 heures suivant la métallisation.

12.5 LA GALVANISATION À CHAUD

La galvanisation à chaud consiste à recouvrir l'acier d'une couche de zinc par immersion dans un bain de zinc liquide (450°C). L'acier est d'abord trempé dans des bains de solutions nettoyantes, puis immergé dans le bain de zinc liquide à la surface duquel flotte un fondant constitué de chlorure de zinc et d'ammonium qui permet d'assurer l'adhérence du zinc. Après quelques minutes, la réaction de galvanisation est complète; la pièce est retirée du bain avec drainage naturel de l'excédent de zinc liquide en surface. L'épaisseur du revêtement varie généralement entre 85 et 150 micromètres.

Le ministère des Transports du Québec fut en 1963 la première institution gouvernementale en Amérique du Nord à construire un pont à poutres triangulées en acier galvanisé; par la suite, six autres ponts en acier galvanisé furent construits entre 1964 et 1970.

De nos jours, ce procédé de protection convient particulièrement aux équipements d'ouvrages d'art dont les dimensions permettent l'immersion dans un bain tels les dispositifs de retenue, les drains et certaines composantes de joints de dilatation et d'appareils d'appui, et les supports d'éclairage.

Au Québec, les dimensions des bains sont variables : 9 à 12 m de longueur, 1 à 1,2 m de largeur et 1,2 à 1,9 m de profondeur.

12.6 LES DÉFAUTS DES SYSTÈMES DE PROTECTION

Les défauts des systèmes de protection peuvent provenir :

- D'une mauvaise conception du système de protection (choix inadéquat du produit pour le milieu d'exposition considéré, incompatibilité des couches entre elles...);
- D'une mauvaise exécution du système de protection (préparation du subjectile inadéquate, épaisseur trop faible du revêtement, application défectueuse ou non effectuée, surface difficilement accessible...);
- D'une absence d'entretien régulier (application de peinture non effectuée ou non programmée).

Une mauvaise conception d'un système de peinture se traduit généralement par des défauts reliés à la peinture elle-même : farinage, érosion, fissuration en surface et la peau de crocodile.

Une mauvaise exécution d'un système de peinture entraîne :

- Des défauts reliés à l'adhérence lorsque la préparation du subjectile est insuffisante : cloquage, pelage et délaminage;
- Des défauts reliés à l'application : trous d'aiguille, pulvérisation excessive, piquûres de rouille, cratères, craquelage, coulures, ombrage et inclusions.

L'absence d'entretien régulier d'un système de peinture entraîne, avec le temps, une diminution progressive de la protection pouvant aller jusqu'à la destruction totale du revêtement de protection.

Une mauvaise exécution du revêtement métallique (métallisation ou galvanisation à chaud) ou, avec le temps, une diminution progressive de l'épaisseur du revêtement se traduisent généralement par l'apparition de points de rouille à la surface.

CHAPITRE 13

PONCEAUX

TABLE DE MATIÈRES

13.1	GÉNÉRALITÉS	13-1
13.2	LES MATÉRIAUX UTILISÉS	13-1
13.3	LES CATÉGORIES DE PONCEAUX	13-1
13.4	LES FORMES DE PONCEAUX	13-2
13.4.1	La forme rectangulaire	13-3
13.4.2	La forme circulaire	13-3
13.4.3	La forme arquée	13-3
13.4.4	La forme elliptique	13-3
13.4.5	La forme voûtée	13-3
13.5	LES STRUCTURES FLEXIBLES	13-4
13.6	LES STRUCTURES RIGIDES	13-6
13.7	LA MISE EN PLACE DES PONCEAUX	13-7
13.8	LA PROTECTION DES EXTRÉMITÉS	13-8
13.8.1	Les types d'extrémités	13-9
13.8.2	Les murs de tête et les murs en aile	13-9
13.8.3	Le mur-para fouille	13-9
13.8.4	Les autres considérations	13-9
13.9	LES DÉFAUTS DES PONCEAUX	13-11
13.9.1	L'affouillement	13-11
13.9.2	La sédimentation	13-11
13.9.3	L'érosion	13-12
13.9.4	L'accumulation des débris	13-13
13.9.5	L'infiltration	13-13
13.9.6	Le tassement	13-14
13.9.7	La présence de glace	13-14
13.9.8	L'inondation de la route	13-15

13.9.9	L'obstruction due aux castors	13-15
13.9.10	Les ponceaux multiples	13-15
13.9.11	Les défauts de matériaux	13-15
13.10	LES DÉFAUTS PROPRES AUX STRUCTURES FLEXIBLES	13-16
13.10.1	La déformation des ponceaux	13-16
13.10.2	La déformation des extrémités	13-18
13.10.3	Le bombement du fond	13-18
13.10.4	L'effet des sous-pressions	13-18

LISTE DES FIGURES

Figure 13.3	Catégories et formes des ponceaux	13-2
Figure 13.5-1	Répartition des charges sur les structures flexibles	13-5
Figure 13.5-2	Composantes d'une structure flexible	13-6
Figure 13.6	Répartition des charges sur une structure rigide	13-7
Figure 13.7	Importance du coussin de support	13-8
Figure 13.8-1	Types d'extrémités	13-10
Figure 13.8-2	Protection des extrémités	13-10
Figure 13.9-1	Affouillement	13-12
Figure 13.9-2	Infiltration	13-13
Figure 13.9-3	Tassement	13-14
Figure 13.10	Déformations des structures flexibles	13-19

13.1 GÉNÉRALITÉS

Les structures de type ponceau sont couramment utilisées dans le réseau routier. Leur fonction principale est de permettre le passage de l'eau sous un remblai et de supporter les charges mortes et les charges vives qui les sollicitent. Leur conception implique donc des considérations tant hydrauliques que structurales.

Les ouvrages de ce type sont variés de par leurs utilisations, leurs formes, leurs dimensions et les matériaux les constituant. Le but de ce chapitre est de faire une énumération des ponceaux les plus couramment utilisés et de faire ressortir les différents problèmes reliés à chaque type.

13.2 LES MATÉRIAUX UTILISÉS

Les matériaux les plus utilisés dans la construction ou la fabrication des ponceaux sont le béton et l'acier. Quelques ponceaux sont toutefois construits en bois et il existe sur le marché des ponceaux en matière thermoplastique; ces derniers sont toutefois limités à un diamètre de 900 mm.

Le choix du matériau employé dépend du coût d'achat et de mise en œuvre, de sa disponibilité, de sa durée de vie prévue, de sa résistance structurale, des coûts d'entretien, du rendement hydraulique et des installations de construction. D'autres facteurs tels que des considérations environnementales peuvent influencer le choix des matériaux.

13.3 LES CATÉGORIES DE PONCEAUX

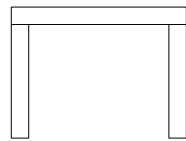
Deux grandes catégories existent : les ponceaux à contour fermé et les ponceaux à contour ouvert. La différence réside dans le fait que le ponceau à contour ouvert est supporté par des semelles ou un radier. Les catégories de ponceaux sont illustrées à la figure 13.3.

La section transversale du ponceau est définie principalement par sa forme, sa portée (correspondant à la largeur du ponceau) et sa flèche (correspondant à sa hauteur). Les ponceaux à contour ouvert sont appuyés sur des semelles ou sur un radier en béton indépendant du ponceau.

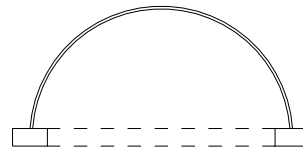
La plupart des ponceaux installés sont à contour fermé. Le ponceau à contour ouvert est moins utilisé du fait qu'il est plus vulnérable à l'érosion et à l'affouillement; c'est pourquoi il est préférable de ne l'utiliser que sur un sol de fondation très résistant ou sur le roc.

13.4 LES FORMES DE PONCEAUX

Les formes de ponceaux dépendent principalement du profil disponible et de la profondeur d'eau présente dans le cours d'eau. Le profil disponible correspond à la distance verticale entre le lit du cours d'eau et le dessus de la route. Les formes les plus courantes, décrites ci-après, sont illustrées à la figure 13.3.

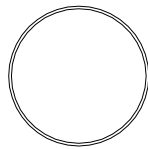


RECTANGULAIRE

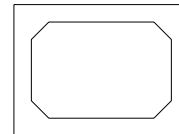


VOÛTÉE SUR SEMELLES OU
SUR RADIER EN BÉTON

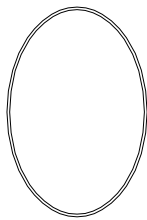
À CONTOUR OUVERT



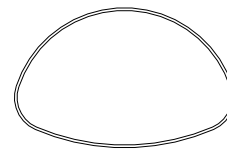
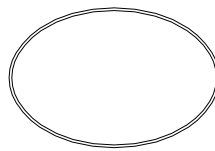
CIRCULAIRE



RECTANGULAIRE



ELLIPTIQUE (VERTICALE OU HORIZONTALE)



ARQUÉE

À CONTOUR FERMÉ

Figure 13.3 Catégories et formes des ponceaux

13.4.1 La forme rectangulaire

La forme rectangulaire est réservée aux ponceaux en béton à contour ouvert reposant sur des semelles ou sur un radier (dalle en béton armé ou portique), ou à contour fermé (ponceau rectangulaire). Adaptable à différentes conditions, ce type de ponceau est couramment utilisé pour des profils bas et lorsque la pente du cours d'eau est forte. Il permet de conserver une largeur d'écoulement constante, indépendamment de la profondeur du cours d'eau.

13.4.2 La forme circulaire

Disponible pour des ponceaux en acier, en béton ou en matière thermoplastique, la forme circulaire est très répandue à cause de sa facilité d'installation. Ce type de ponceau est très performant dans différentes conditions. Toutefois la largeur d'écoulement est réduite au niveau des eaux basses et au-delà de la mi-hauteur.

13.4.3 La forme arquée

Utilisée pour des ponceaux en acier seulement, la forme arquée est souvent utilisée lorsque le profil est peu élevé et lorsqu'on désire une ouverture plus importante pour de faibles niveaux d'eaux. Ce type de ponceau peut présenter des défauts d'enfoncement des plaques de coins et de bombement. Il faut donc porter une attention particulière lors de sa mise en place pour obtenir un compactage adéquat, principalement autour des coins inférieurs.

13.4.4 La forme elliptique

La forme elliptique horizontale convient bien pour des profils bas et à grande largeur d'écoulement. La forme elliptique verticale convient mieux pour des profils hauts et à faible largeur d'écoulement. Cette forme crée des efforts très grands autour des zones où le rayon de courbure est faible.

13.4.5 La forme voûtée

Ce type de ponceau est un arc à peu près semi-circulaire en acier ou en béton qui repose sur des semelles ou sur un radier. Il est généralement utilisé sur un sol de fondation très résistant ou sur le roc.

Lorsqu'il est construit sur des semelles, le lit naturel du cours d'eau peut être conservé. Un seul batardeau est nécessaire pour la construction des semelles, puisque le cours d'eau peut être dévié de part et d'autre de celui-ci.

13.5 LES STRUCTURES FLEXIBLES

Les principales formes de structures flexibles existantes sont les ponceaux circulaire ou arqué en acier. Ce type d'ouvrage composite est constitué d'une paroi métallique entourée d'un certain volume de sol dont le rôle est fondamental dans le comportement de l'ouvrage.

Les ponceaux en acier de faibles dimensions, généralement d'une portée inférieure à 3,6 mètres, sont constitués d'éléments préfabriqués galvanisés. Les ponceaux de plus grandes dimensions sont constitués de plaques ondulées en acier (ponceaux multiplaques) percées et galvanisées en usine, et assemblées en place par boulonnage.

Les ponceaux métalliques sont des structures relativement souples. Ils sont conçus et dimensionnés pour que, sous l'action des charges qui les sollicitent, ils puissent se déformer pour prendre appui sur le massif de sol qui les entoure.

Ce type de fonctionnement implique que le massif de sol est en mesure d'offrir la résistance nécessaire sans déformations excessives, faute de quoi des sollicitations inadmissibles peuvent se développer dans les tôles. Pour les ponceaux arqués et elliptiques, des efforts très élevés sont transmis dans le sol autour des zones de faible rayon de courbure. La répartition des charges sur les structures flexibles est illustrée à la figure 13.5-1.

Pour ces raisons, il est nécessaire de considérer qu'un certain volume de sol entourant le ponceau fait partie intégrante de la structure résistante. Ce volume de sol est important tant sur les côtés que sur le dessus du ponceau. On doit considérer que le volume de sol situé de part et d'autre du ponceau peut être sollicité sur une largeur au moins égale à la portée du ponceau.

Pour assurer aux ouvrages un comportement sensiblement conforme aux hypothèses de calcul, et pour permettre la répartition des charges sollicitant la chaussée, le ponceau doit être recouvert d'une certaine épaisseur de remblai. L'épaisseur minimale de recouvrement est fonction des dimensions de la structure.

La figure 13.5-2 illustre les principales composantes d'une structure flexible et l'importance du remblayage.

Dans le sens longitudinal, le ponceau peut généralement supporter des tassements différentiels relativement importants. Ces tassements peuvent toutefois nuire à la performance de l'ouvrage. Le ponceau voûté appuyé sur des semelles en béton est plus vulnérable aux tassements différentiels puisqu'il comporte des éléments rigides.

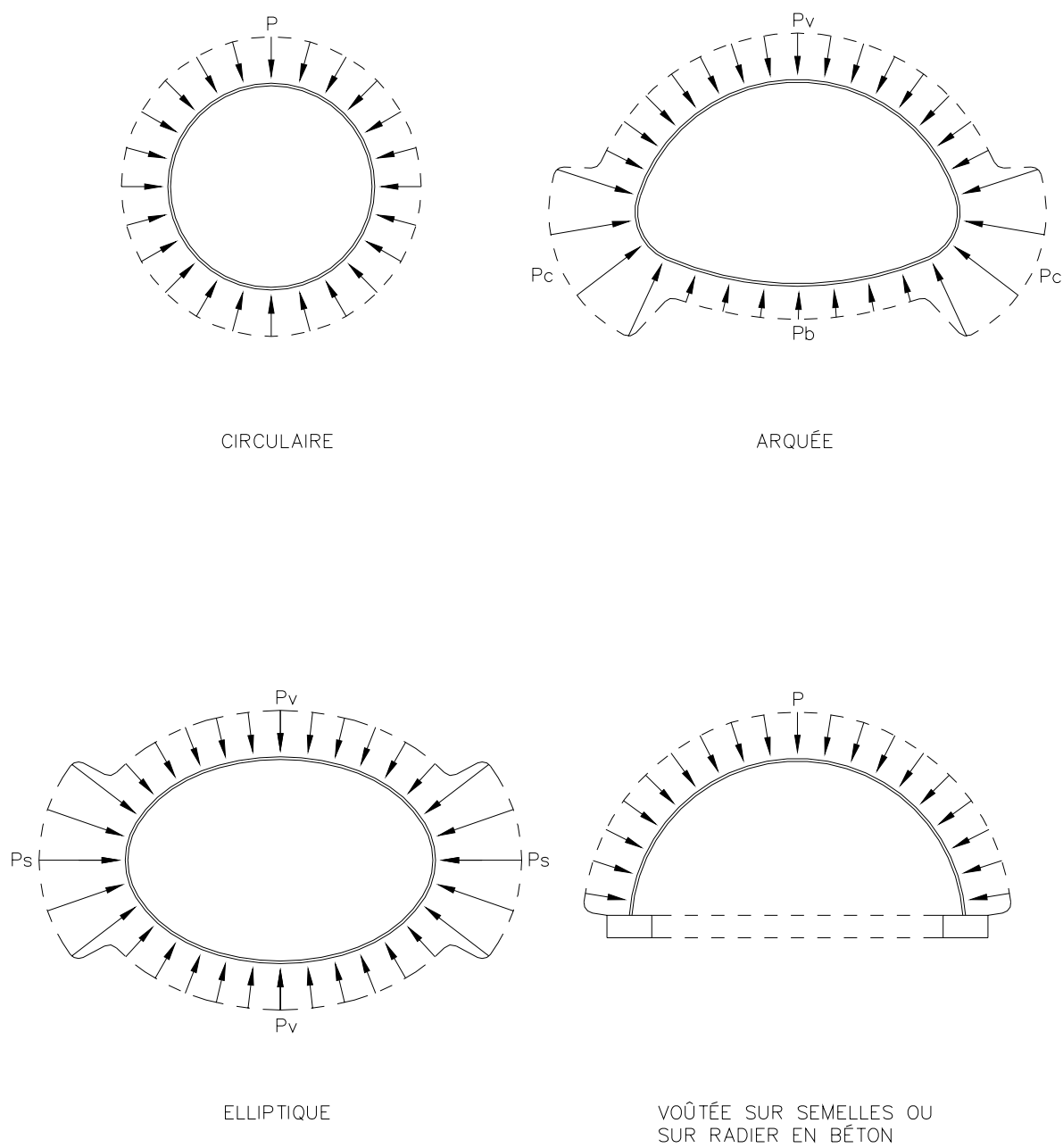
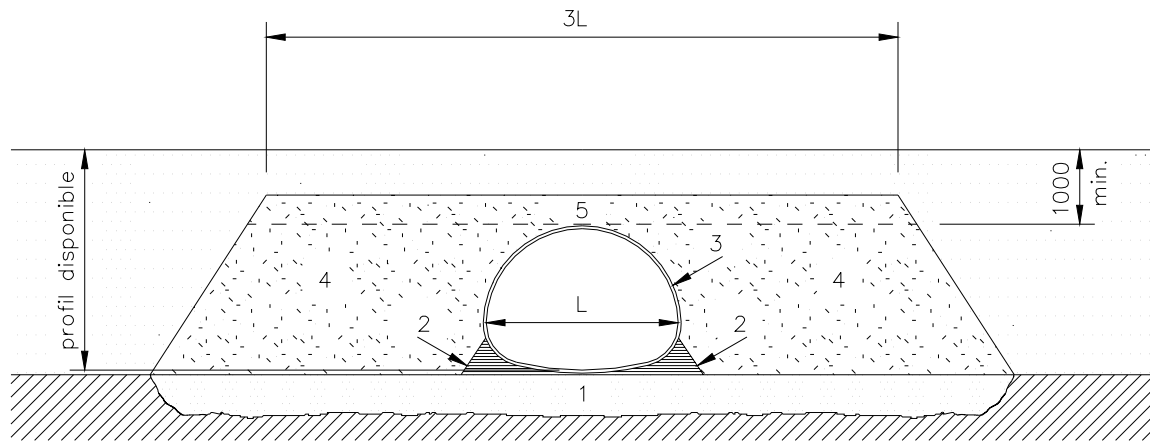


Figure 13.5-1 Répartition des charges sur les structures flexibles



- 1– FONDATION
- 2– COUSSIN DE SUPPORT
- 3– STRUCTURE FLEXIBLE
- 4– REMBLAIS LATÉRAUX
- 5– RECOUVREMENT DE PROTECTION

Figure 13.5-2 Composantes d'une structure flexible

13.6 LES STRUCTURES RIGIDES

Dans cette catégorie sont inclus presque uniquement les ponceaux en béton. Contrairement aux structures flexibles, ces structures ne tolèrent pratiquement aucune déformation.

Ces structures sont conçues pour résister aux efforts et aux charges qui les sollicitent sans tenir compte de l'effet de sol généré par le remblai qui les entourent. L'effet de sol se définit par la réaction en forme de voûte du remblai éliminant ainsi une partie des charges sur le ponceau. La figure 13.6 permet de visualiser la répartition des charges sur une structure rigide.

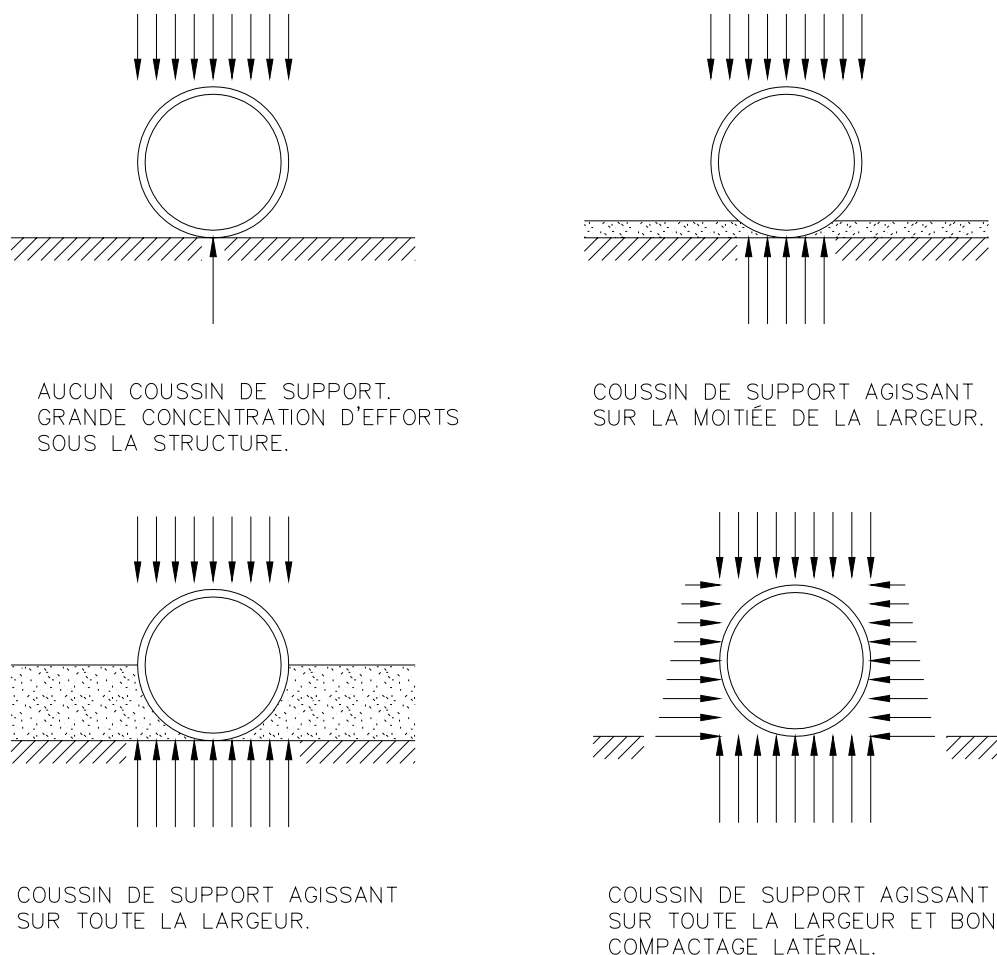


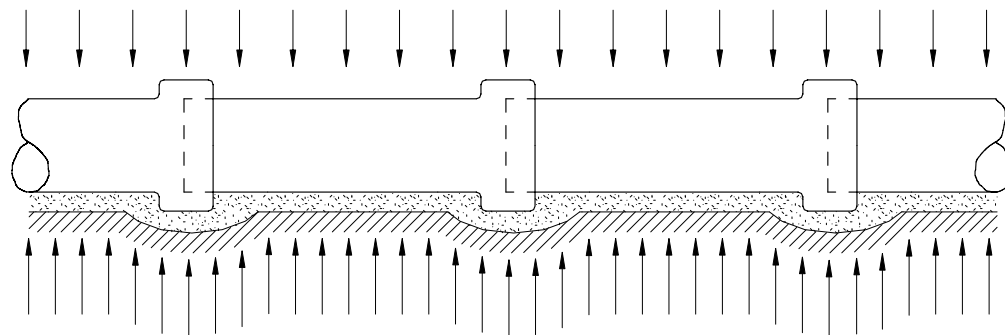
Figure 13.6 Répartition des charges sur une structure rigide

13.7 LA MISE EN PLACE DES PONCEAUX

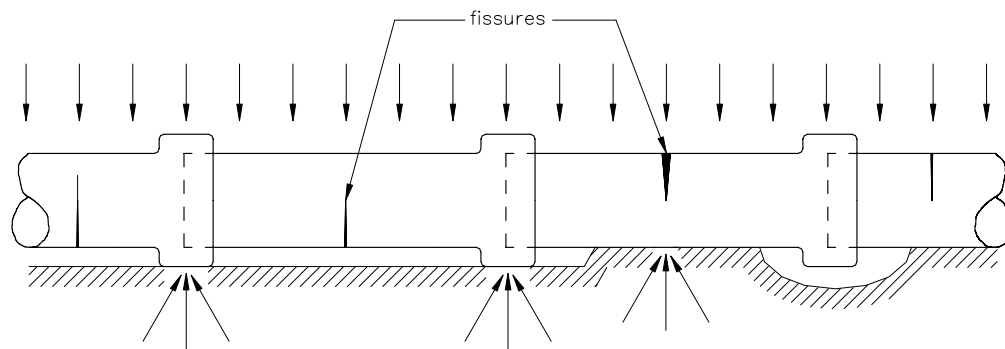
La mise en place des ponceaux est une opération très importante pour assurer le comportement structural de l'ouvrage. Elle doit être minutieuse et conforme aux normes tant pour les matériaux utilisés que pour les procédures d'installation.

Le coussin de support, les remblais latéraux et le recouvrement de protection doivent être densifiés adéquatement pour assurer l'intégrité de la structure. Le coussin de support est un élément indispensable au comportement structural du ponceau. Il permet une fondation uniforme ainsi qu'une répartition adéquate des charges sous le ponceau. Il permet également de recouvrir les irrégularités qui peuvent endommager localement le ponceau.

La figure 13.7 permet de visualiser l'importance du coussin de support en fonction des charges qui sollicitent le ponceau.



COUSSIN DE SUPPORT ADÉQUAT.
BONNE RÉPARTITION DES CHARGES AU SOL.



COUSSIN DE SUPPORT INEXISTANT.
CONCENTRATION D'EFFORTS.

Figure 13.7 Importance du coussin de support

13.8 LA PROTECTION DES EXTRÉMITÉS

La protection des extrémités du ponceau est essentielle. Elle permet d'éviter des détériorations résultant des perturbations occasionnées par l'implantation du ponceau dans les cours d'eau, notamment les défauts d'affouillement, d'érosion et de soulèvement.

13.8.1 Les types d'extrémités

Les extrémités des ponceaux peuvent prendre des formes droites, biseautées, saillantes, etc. Le type d'extrémité peut avoir plusieurs effets. Notamment, il peut améliorer le rendement hydraulique de la structure, augmenter la capacité structurale, éliminer des problèmes de stabilité et également, rendre plus esthétique l'apparence générale de la structure (figure 13.8-1).

13.8.2 Les murs de tête et les murs en aile

Les murs de tête et les murs en aile permettent la protection contre l'érosion et le soutien du remblai. Les murs en aile peuvent également faire office d'entonnement et servir à orienter le courant (figure 13.8-2).

13.8.3 Le mur-para fouille

Le mur-para fouille joue un rôle essentiel dans la protection de l'ouvrage. Il est construit sous les extrémités du ponceau et permet de le protéger contre l'affouillement. Il permet également de protéger le coussin de support contre l'infiltration et la perte de matériaux fins, et d'éviter des problèmes de soulèvement en servant d'ancrage aux extrémités du ponceau (figure 13.8-2).

13.8.4 Les autres considérations

L'aménagement des extrémités peut permettre de contrôler certains aspects particuliers. Par exemple, on peut aménager, à même la finition des extrémités, un dissipateur d'énergie, un piège à débris ou encore une protection spéciale contre l'érosion. Tous ces aménagements ont pour but de donner au ponceau le maximum d'efficacité du point de vue tant hydraulique ou structural que de la protection.

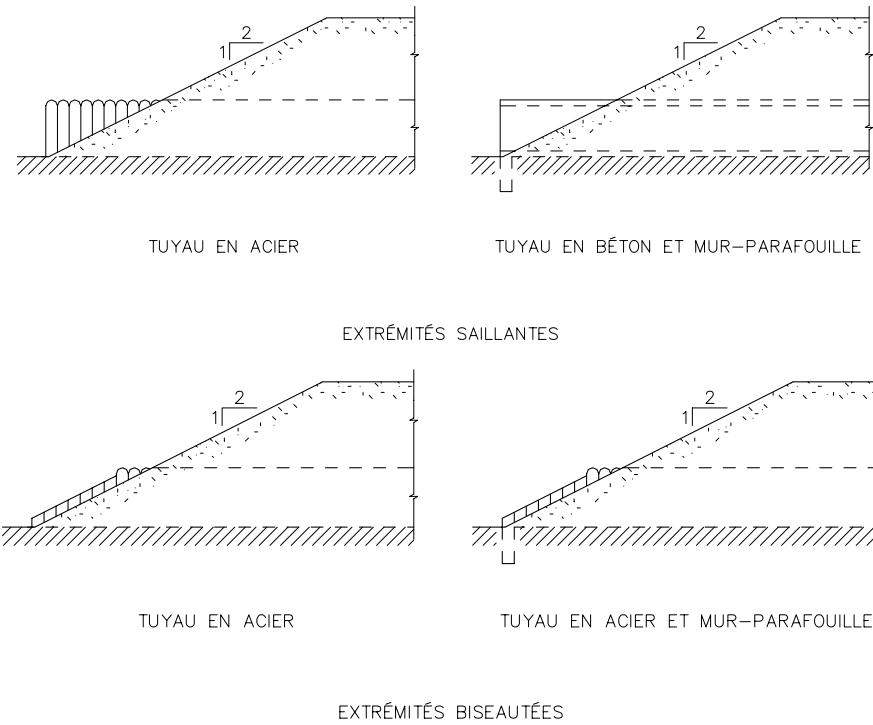


Figure 13.8-1 Types d'extrémités

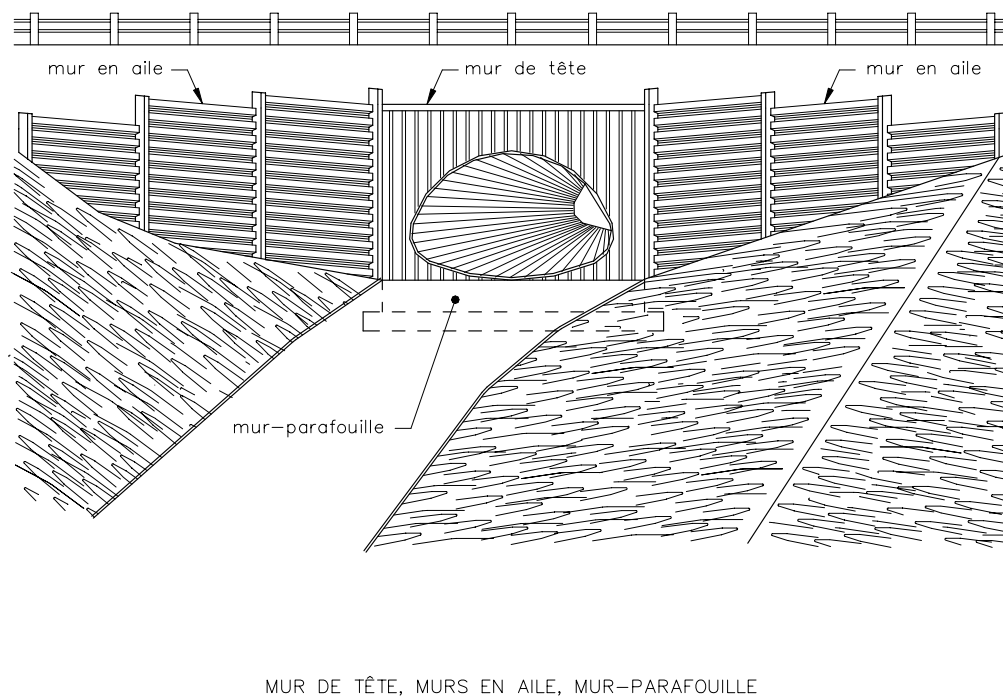


Figure 13.8-2 Protection des extrémités

13.9 LES DÉFAUTS DES PONCEAUX

Les défauts courants des ponceaux sont :

- L'affouillement;
- La sédimentation;
- L'érosion;
- L'accumulation des débris;
- L'infiltration;
- Le tassement;
- La présence de glace;
- L'inondation de la route;
- L'obstruction due aux castors;
- Les ponceaux multiples;
- Les défauts de matériaux.

À ces défauts s'ajoutent les défauts propres aux structures flexibles traités à la section 13.10

13.9.1 L'affouillement

L'affouillement est le creusage, par le courant, du sol de fondation aux extrémités du ponceau. L'affouillement crée une dépression ou une fosse plus ou moins importante qui risque de mettre en danger la stabilité du ponceau. Une fosse à la sortie du ponceau est très représentative des problèmes d'affouillement générés par l'augmentation des vitesses d'écoulement. L'affouillement peut également affecter les semelles en béton des ponceaux à contour ouvert (figure 13.9-1).

Les causes principales de l'affouillement sont l'absence de protection du lit et des abords du ponceau, et souvent l'absence de murs-parafouilles.

13.9.2 La sédimentation

La sédimentation est caractérisée par l'accumulation de matériaux à l'intérieur et aux abords du ponceau. Elle a pour conséquence de réduire la section d'écoulement et d'augmenter le niveau d'eau à l'entrée du ponceau. Elle peut générer des défauts tels que l'érosion et l'infiltration.

Ce défaut se présente habituellement dans les cas où la charge sédimentaire du cours d'eau est élevée. Une diminution abrupte de la pente du cours à l'endroit du ponceau entraîne une réduction de la vitesse d'écoulement et le dépôt des matériaux entraînés.

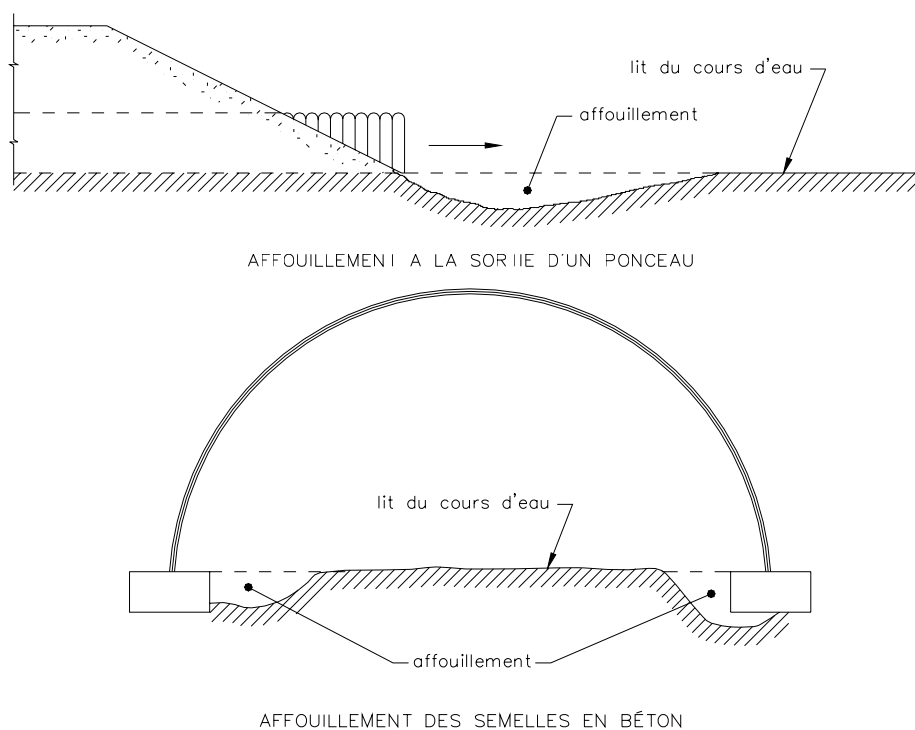


Figure 13.9-1 Affouillement

13.9.3 L'érosion

L'érosion affecte les ponceaux en dégradant localement (érosion locale) ou de façon plus générale le lit du cours d'eau et des approches du ponceau (érosion générale).

Elle se produit lorsque la pente du cours d'eau est forte et la vitesse d'écoulement élevée. La présence de sable grossier, de gravier, de débris et de glace contribue à augmenter les risques d'érosion.

L'érosion locale est caractérisée par la perte de matériaux constituant le lit ou les abords du ponceau. Elle est active sur une portion très localisée du cours d'eau ou des approches du ponceau, et est le résultat d'un manque de protection aux extrémités et dans le lit du cours d'eau, à proximité du ponceau.

L'érosion générale consiste en une dégradation globale du lit du cours d'eau. Elle n'est pas nécessairement due à l'implantation du ponceau comme telle, mais elle est plutôt causée par la dégradation naturelle du lit du cours d'eau vulnérable à des conditions sévères d'écoulement. Ce défaut peut nécessiter des interventions importantes puisqu'il oblige à protéger le cours d'eau sur de grandes distances.

13.9.4 L'accumulation des débris

Les cours d'eau qui transportent de grandes quantités de débris de toutes sortes peuvent donner lieu à de nombreux problèmes. Les débris peuvent s'accumuler rapidement à l'entrée du ponceau et créer une augmentation du niveau d'eau. Le problème peut être réduit par la mise en place de pièges à débris ou de déflecteurs qui captent ou orientent les débris flottants.

13.9.5 L'infiltration

Le phénomène d'infiltration correspond à l'écoulement de l'eau à travers le remblai du pourtour du ponceau. L'eau peut s'infiltrer à travers le remblai de la route, par les joints de raccordement ou les perforations du ponceau ou encore par ses extrémités.

L'infiltration d'eau peut occasionner la perte de matériaux fins constituant le remblai et provoquer un affaissement de la route et le soulèvement ou l'écrasement des structures flexibles. La figure 13.9-2 illustre l'infiltration.

Les principales causes de l'infiltration sont :

- Les joints de raccordement ouverts entre les sections du ponceau;
- Une mauvaise protection aux extrémités du ponceau;
- L'absence de murs-parafouilles.

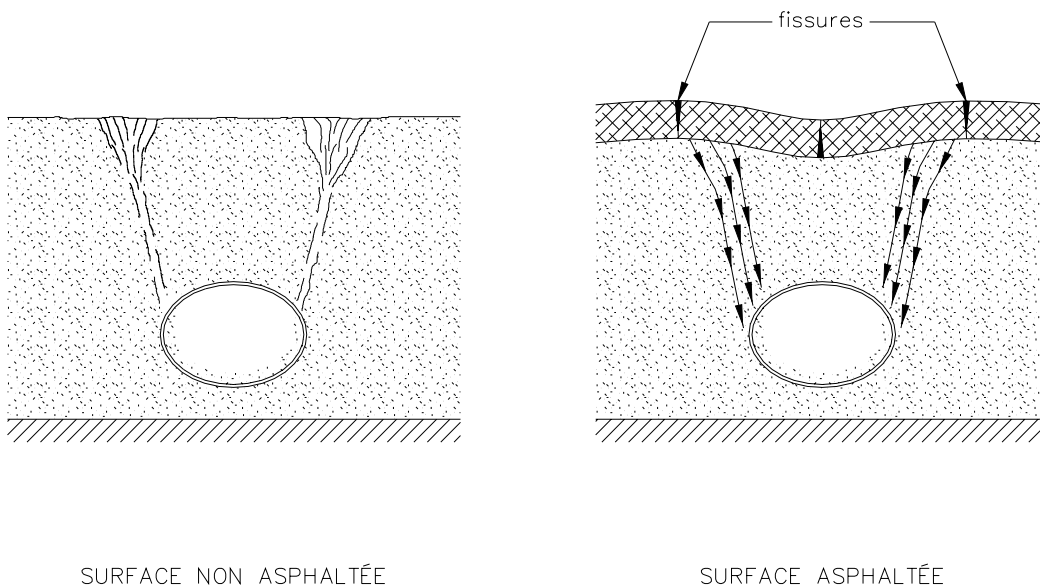


Figure 13.9-2 Infiltration

13.9.6 Le tassement

De façon générale, les effets du tassement affectent principalement le profil en long de la structure et occasionnent des déformations importantes. Ce type de déformation est causé par le déplacement vertical graduel du sol de fondation et du remblai dans lequel est implanté le ponceau. Il est généralement plus accentué au milieu du ponceau qu'aux extrémités.

Lorsque le tassement différentiel entre le milieu du ponceau et ses extrémités est trop accentué, il peut en découler de graves problèmes dans les parois notamment au droit des joints de raccordement (déformation, fissuration et déchirure des tôles, poinçonnement par les boulons, fissuration du béton, etc.).

Le tassement peut affecter aussi le profil de la route. La figure 13.9-3 illustre le tassement à une structure flexible et à une structure rigide. La déformation de la structure flexible entraîne un tassement et une déformation de la chaussée dans la zone située immédiatement au-dessus du ponceau. Par contre, dans le cas d'une structure rigide, le tassement est plus important dans les zones situées de part et d'autre du ponceau.

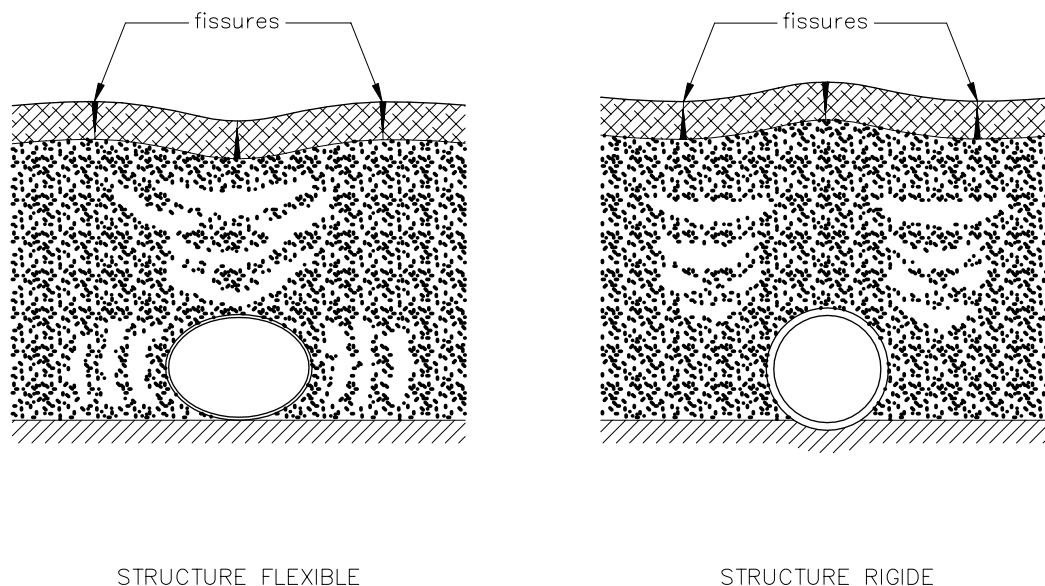


Figure 13.9-3 Tassement

13.9.7 La présence de glace

La présence de glace à l'intérieur des ponceaux est fréquemment rencontrée sous notre climat. Ce phénomène résulte de l'accumulation successive de lentilles de glace obstruant partiellement ou complètement les ponceaux.

Il survient dans les cas de grandes variations de température lorsque le cours d'eau, même en période hivernale, laisse écouler continuellement de faibles filets d'eau.

13.9.8 L'inondation de la route

Dans certains cas particuliers, il arrive que l'eau passe au-dessus de la route. L'inondation de la route peut être causée parce que son niveau est trop bas par rapport au niveau d'eau naturel ou provenir d'une capacité hydraulique insuffisante du ponceau ou d'une obstruction due à l'accumulation de débris, de glace et de sédiments.

13.9.9 L'obstruction due aux castors

Occasionnellement, les castors peuvent obstruer l'entrée des ponceaux ou construire des barrages en aval qui occasionnent de fortes accumulations d'eau aux abords des ponceaux et contribuent à diminuer le rendement hydraulique.

De plus, le bris d'un barrage situé immédiatement en amont d'un ponceau peut générer des débits beaucoup plus importants que prévus; le ponceau est ainsi sujet à l'érosion, à l'affouillement et à l'infiltration.

13.9.10 Les ponceaux multiples

Les ponceaux multiples (plusieurs ponceaux installés côte à côte) sont employés pour donner une capacité hydraulique suffisante dans les cas de rivières larges. Toutefois, ce type d'arrangement favorise l'accumulation de débris et les embâcles de glace.

Ce type d'installation est réalisable pourvu qu'on ait une bonne connaissance de l'importance du transport des débris par le cours d'eau; il faut toutefois s'attendre à intervenir régulièrement pour dégager l'entrée des ponceaux. Afin de minimiser ces interventions, il est bon d'effectuer certains aménagements à l'entrée des ponceaux tels que l'implantation d'un déflecteur pour orienter les débris flottants ou des glaces.

13.9.11 Les défauts de matériaux

Les ponceaux peuvent être affectés par les défauts de matériaux du béton, de l'acier et du bois, particulièrement lorsque les défauts sont importants et qu'ils affectent une partie considérable de l'ouvrage.

La corrosion de l'acier est un défaut courant des ponceaux en acier. Elle se manifeste notamment lorsque la galvanisation ou les revêtements de protection n'assurent plus efficacement leur rôle.

La corrosion est généralement plus accentuée dans certaines parties de l'ouvrage plus exposées aux agents chimiques présents dans l'environnement. Elle affecte principalement la partie inférieure des ponceaux dans la zone correspondante au niveau d'eau annuel. Les causes les plus courantes sont :

- La présence autour du ponceau de matériaux corrosifs;
- L'infiltration d'eau chargée de sels déglacants;
- La circulation d'eau chargée d'agents chimiques dans le ponceau, qui contribue à l'enlèvement de la galvanisation.

La détérioration du béton des ouvrages d'extrémités, des radiers, des semelles et des surfaces exposées du ponceau sont des défauts qui peuvent affecter le comportement de l'ouvrage.

De façon générale, la progression des défauts de matériaux est accélérée par l'érosion par abrasion résultant du frottement de la glace et de l'eau chargée de particules de sable et de gravier sur les parois.

13.10 LES DÉFAUTS PROPRES AUX STRUCTURES FLEXIBLES

La plupart des défauts propres aux structures flexibles sont reliés à une conception ou à une mise en œuvre déficiente, résultant d'une connaissance insuffisante des règles de conception, de dimensionnement et de construction. Une bonne conception et une bonne mise en œuvre exigent une bonne connaissance du principe de l'effet composite qui existe entre le ponceau et le sol qui l'entoure.

D'autres défauts reliés à la dégradation des matériaux, à l'action de l'eau, à des mouvements de sol aux abords du ponceau ou encore à des interventions humaines peuvent se manifester.

L'origine des défauts est souvent reliée à un ensemble de facteurs qui agissent simultanément et non à l'effet d'un seul.

13.10.1 La déformation des ponceaux

La déformation des ponceaux (figure 13.10) est souvent reliée à la nature même des matériaux utilisés qui fait que l'ouvrage ne possède pas les qualités structurales requises. Il est donc fréquent que les déformations surviennent durant la construction. La gravité de ces déformations dépend de leur amplitude, de leur caractère évolutif et des autres défauts qui en résultent (pivotement des tôles, glissement, fissuration des tôles au niveau des trous des boulons, relâchement des assemblages, déformation de la chaussée, fissures du radier, etc.). Elles peuvent également être le résultat d'autres causes dont les principales sont expliquées ci-après.

Les déformations en ogive et en forme de poire de la voûte

La déformation en ogive se caractérise par une diminution du rayon de courbure au sommet du ponceau. La déformation en forme de poire survient lorsque des inversions de courbure se développent symétriquement de part et d'autre du ponceau. Cet état est plus accentué et plus grave qu'une déformation en ogive. Ces déformations traduisent généralement une résistance insuffisante de la paroi pour supporter les efforts de poussée présents durant la construction des remblais latéraux.

L'aplatissement transversal

Cette déformation est en principe directement reliée à une rigidité insuffisante des remblais latéraux due à l'absence de compactage, à la présence de matériaux argileux, au transport de matériaux fins par l'eau, etc. La progression de ce défaut peut entraîner la perte de l'ouvrage.

L'enfoncement des plaques de coins

Ce défaut est dû essentiellement à un manque de capacité portante du sol au niveau des plaques de coins des ponceaux arqués. Il est caractérisé par l'inversion de la courbure du radier.

La déformation latérale

La déformation latérale de l'ensemble du ponceau est généralement causée par des efforts de poussée s'exerçant de manière dissymétrique de part et d'autre du ponceau. Elle peut être due notamment à une mise en œuvre dissymétrique des remblais ou à un remblai à forte pente.

La déformation locale

Les parois des ponceaux métalliques peuvent présenter localement diverses déformations tels l'enfoncement, le poinçonnement, les déchirures, etc. Ce défaut peut être dû à des causes telles la circulation de véhicules lourds sur un recouvrement insuffisant, l'apport massif de terre contre les parois du ponceau lors du remblayage des remblais latéraux, la présence de roches ou de tout autre matériau dur contre la paroi du ponceau. La déformation locale peut être générée également par la présence de lentilles de glace emprisonnées dans le remblai autour du ponceau durant les périodes de gel.

13.10.2 La déformation des extrémités

Ce genre de déformations a pour origine deux causes principales : la poussée des remblais latéraux et les sous-pressions.

La poussée des remblais latéraux peut occasionner le soulèvement des extrémités lorsque le ponceau est déjà déformé en forme d'ogive ou en forme de poire, ou lorsque les extrémités ont été biseautées. Cette déformation est caractérisée par une rigidité des extrémités insuffisante pour supporter la poussée qu'exerce le remblai.

Par ailleurs, le radier des ponceaux, lorsqu'il est insuffisamment ancré ou lesté, peut être affecté par des soulèvements dus aux sous-pressions. Ce phénomène peut rapidement s'aggraver sous l'action des forces de courant et des chocs de corps flottants. Il peut entraîner rapidement, au cours d'une crue, l'obturation complète de l'ouvrage et sa perte totale.

13.10.3 Le bombement du fond

Ce défaut survient principalement lorsque le ponceau possède un fond plat comme dans le cas d'un ponceau arqué. Il est le résultat d'un accroissement du niveau d'eau dans le remblai qui occasionne une importante poussée hydrostatique ascendante contre le fond du ponceau. Le bombement du fond peut se combiner à un tassement plus grand aux coins inférieurs du ponceau soumis à des pressions trop grandes.

Le bombement du fond peut survenir sans qu'il n'y ait de problème aux extrémités du ponceau.

Ce défaut peut résulter d'une mauvaise installation du ponceau, d'un mauvais compactage des parties inférieures ou de la présence d'un niveau d'eau trop élevé dans le sol par rapport à celui dans le ponceau. Ce dernier cas se rencontre principalement lorsque les marées affectent l'ouvrage.

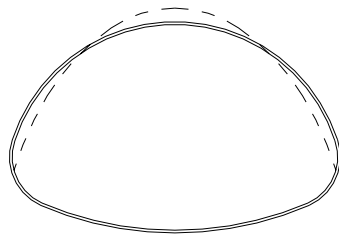
13.10.4 L'effet des sous-pressions

Les sous-pressions sont dues aux efforts ascendants générés lorsque l'on place un corps dans un milieu liquide. Ainsi, lorsqu'un ponceau est placé dans un milieu saturé d'eau, la présence des sous-pressions peut entraîner des problèmes importants et conduire à la perte de l'ouvrage, spécialement lorsque le niveau de la nappe phréatique est élevé dans le sol ou lorsque les marées influencent le site du ponceau.

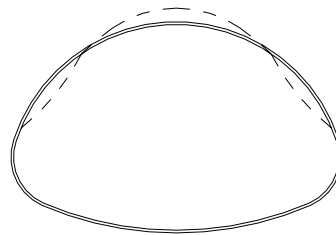
Les forces impliquées dans les cas de sous-pressions sont le poids de la conduite, le poids du volume d'eau déplacé, le poids de l'eau transportée à l'intérieur du ponceau et le poids du remblai.

L'analyse des forces qui affectent la structure démontre que les ponceaux en acier, étant plus légers, sont les plus vulnérables aux effets des sous-pressions. Il demeure toutefois que les ponceaux circulaires en béton de fort diamètre peuvent également être affectés par les sous-pressions compte tenu de l'imposant volume qu'ils occupent.

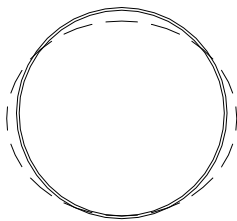
Les problèmes surviennent particulièrement aux extrémités du ponceau lorsque le remblai au-dessus du ponceau est insuffisant pour annuler les effets des sous-pressions.



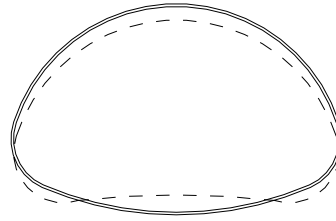
EN OGIVE



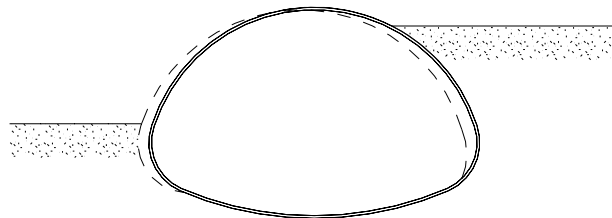
EN FORME DE POIRE



APLATISSEMENT TRANSVERSAL



ENFONCEMENT DES PLAQUES DE COIN



DÉFORMATION LATÉRALE

Figure 13.10 Déformations des structures flexibles

CHAPITRE 14

SIGNALISATION

TABLE DES MATIÈRES

14.1	GÉNÉRALITÉS	14-1
14.2	LES DÉFAUTS DE LA SIGNALISATION	14-7

LISTE DES FIGURES

Figure 14.1-1	P-125 – Obligation de descendre de bicyclette	14-1
Figure 14.1-2	P-195 – Limitation de poids aux charges légales	14-2
Figure 14.1-3	P-200-1, P-200-2, P-200-P-1 et P-200-P-2 – Limite de poids	14-3
Figure 14.1-4	D-190-1 et P-190-2 – Limitation de hauteur	14-4
Figure 14.1-5	D-290, D-290-G et D-290-D – Balises de danger	14-4
Figure 14.1-6	D-200 et D-200-P – Passage étroit	14-5
Figure 14.1-7	D-200 et D-200-P – Passage étroit (suite)	14-5
Figure 14.1-8	D-310-1, D-310-2, D-310-3-G et D-310-3-D – Chaussée glissante	14-6
Figure 14.1-9	D-320 – Chaussée glacée	14-6
Figure 14.1-10	D-410 – Signal avancé d'un pont-levis	14-6

14.1 GÉNÉRALITÉS

Les dangers que peuvent présenter les structures pour les usagers doivent être indiqués par une signalisation conforme aux « Normes de signalisation routière ».

La signalisation relative aux structures est de 2 types :

- La signalisation de prescription;
- La signalisation de danger.

La signalisation de prescription

Les panneaux relatifs à la signalisation de prescription qui concernent les structures sont les suivants :

- Le panneau P-125 relatif à l'obligation de descendre de bicyclette est requis pour les structures avec platelages en bois dans le cas où l'espacement des madriers constitue un danger de chute pour le cycliste. Une attention particulière est accordée aux structures situées à proximité ou sur un circuit cyclable.



Figure 14.1-1 P-125 – Obligation de descendre de bicyclette

- Le panneau P-195 relatif à la limitation de poids aux charges légales, lesquelles sont définies au « Règlement sur les normes de charges et de dimensions applicables aux véhicules routiers et aux ensembles de véhicules routiers ». Les structures qui peuvent supporter les charges légales sans pouvoir supporter les véhicules hors normes quant à la charge doivent être identifiées par le panneau P-195.

Les détenteurs de permis spéciaux de surcharge doivent s'abstenir d'emprunter ces structures sous peine d'amendes. Il est à noter qu'il n'existe aucune pré-signalisation pour les structures interdites aux véhicules en surcharge. Le « Répertoire des ponts et viaducs faisant l'objet de limitations de poids » réalisé par le MTQ remplace cette pré-signalisation. Le requérant d'un permis spécial de surcharge doit déclarer que ses conducteurs connaissent ce répertoire avant de pouvoir obtenir son permis.



Figure 14.1-2 P-195 – Limitation de poids aux charges légales

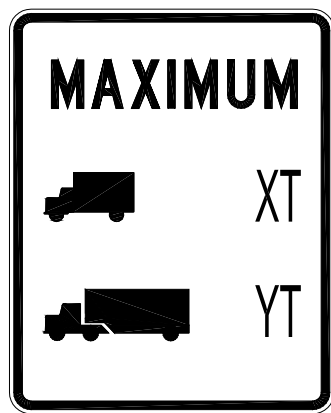
- Les panneaux P-200 (P-200-1 et P-200-2) relatifs à la limitation de poids sont requis pour les structures qui ne peuvent supporter les charges légales. Normalement, les limites indiquées sur les panneaux ne doivent pas être supérieures aux charges légales.

La limite indiquée sur les panneaux P-200 pour le véhicule à deux essieux est applicable à tout véhicule routier d'une seule unité tel un camion. La limite indiquée pour le véhicule à trois essieux doit être respectée par tout ensemble de véhicules routiers dans le cas du panneau P-200-1 ou par tout ensemble de véhicules routiers de deux unités (tel un tracteur semi-remorque ou un véhicule-remorqueur avec remorque) dans le cas du panneau P-200-2. La limite indiquée pour le véhicule à quatre essieux (trois essieux simples et un essieu tandem) sur le panneau P-200-2 s'applique à tout ensemble de véhicules routiers de plus de deux unités tel un train routier. On voit ici que les limites inscrites au panneau P-200-1 sont trop restrictives pour les ensembles de véhicules routiers de plus de deux unités. Les panneaux P-200-1 devraient donc être remplacés graduellement par les panneaux P-200-2.

Le panneau P-200-P-1 relatif au passage d'un véhicule à la fois peut être fixé au-dessous des panneaux P-200. En aucun temps le panneau P-200-P-1 ne doit accompagner le panneau P-195.

Le panneau P-200-P-2 relatif à la direction de la structure et à la distance pour l'atteindre doit être utilisé comme complément aux panneaux P-200 installés à l'intersection permettant le choix d'un autre itinéraire.

Les panneaux relatifs à la limitation de poids et le panneau P-200-P-1 sont installés suite à une recommandation faite par la Direction de structures. Cette recommandation fait normalement suite à une évaluation de la capacité portante réalisée par la Direction des structures. Dans le cas des ponts acier-bois avec travées simples, les évaluations de capacité portante sont réalisées par les directions territoriales mais obligatoirement vérifiées par la Direction des structures qui maintient l'inventaire officiel de l'affichage des ponts avec limitations de poids.



P-200-1



P-200-2



P-200-P-1



P-200-P-2

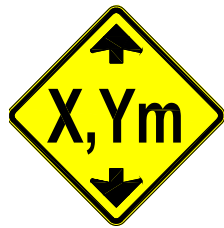
Figure 14.1-3 P-200-1, P-200-2, P-200-P-1 et P-200-P-2 – Limite de poids

La signalisation de danger

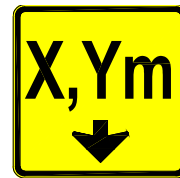
Les panneaux relatifs à la signalisation de danger qui concernent les structures sont les suivants :

- Les panneaux D-190 (D-190-1 et D-190-2) relatifs à la limitation de hauteur.

Ces panneaux doivent être installés lorsque la hauteur libre sous le pont n'excède pas d'au moins 150 mm la hauteur maximale des véhicules, fixée par un règlement édicté en vertu du « Code de la sécurité routière du Québec ».



D-190-1



D-190-2

Figure 14.1-4 D-190-1 et P-190-2 – Limitation de hauteur

- Les panneaux D-290, D-290-G et D-290-D relatifs aux balises de danger.



D-290



D-290-G



D-290-D

Figure 14.1-5 D-290, D-290-G et D-290-D – Balises de danger

- Le panneau D-200 relatif à un passage étroit et le panonceau D-200-P complément au panneau D-200 lorsque la largeur carrossable est très étroite.



D-200



D-200-P

Figure 14.1-6 D-200 et D-200-P – Passage étroit

Le panneau D-200 doit être utilisé lorsque la largeur carrossable sur le pont est inférieure à la largeur de la plate-forme de la route et que la largeur carrossable sur le pont est inférieure à 6.6 mètre.

Le panonceau D-200-P doit être utilisé comme complément au panneau D-200 lorsque la largeur carrossable sur le pont est inférieure à la largeur de la plate-forme de la route et que la largeur carrossable sur le pont est inférieure à 6 mètre.

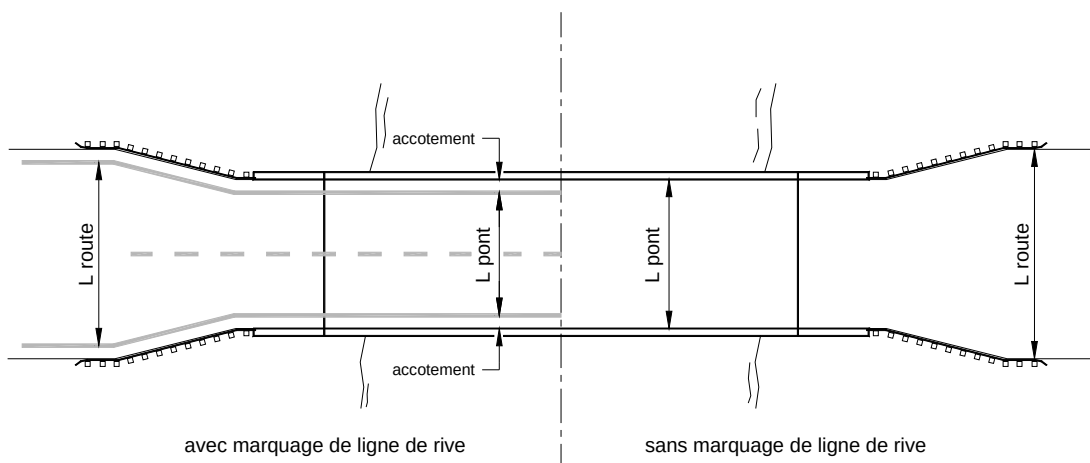


Figure 14.1-7 D-200 et D-200-P – Passage étroit (suite)

- Les panneaux D-310-1 à D-310-3 relatifs à une chaussée glissante et le panneau D-320 relatif à une chaussée glacée peuvent aussi être utilisés au besoin.



D-310-1



D-310-2



D-310-3-G



D-310-3-D

Figure 14.1-8 D-310-1, D-310-2, D-310-3-G et D-310-3-D – Chaussée glissante

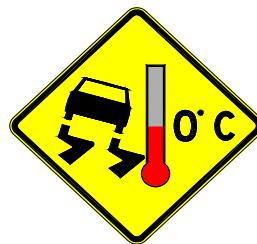


Figure 14.1-9 D-320 – Chaussée glacée

- Le panneau D-410 relatif au signal avancé d'un pont-levis doit être utilisé pour indiquer la présence d'un pont mobile.



Figure 14.1-10 D-410 – Signal avancé d'un pont-levis

14.2 LES DÉFAUTS DE LA SIGNALISATION

Les défauts qui affectent la signalisation relative aux structures sont les suivants :

- L'insuffisance de signalisation ou une signalisation qui n'est pas adaptée aux dangers que présente la structure pour les usagers;
- Les panneaux qui ne sont pas conformes aux « normes de signalisation routière » ou qui ne sont pas disposés selon leur prescription;
- Les panneaux manquants, endommagés ou mal assujettis à leur support;
- Les panneaux qui affichent des informations inexactes ou difficilement lisibles.