



MINISTÈRE DE L'URBANISME DU LOGEMENT ET DES TRANSPORTS

Direction des Routes

Ponts mixtes acier~béton bipoutres

Guide de conception

Ponts mixtes acier~béton bipoutres

OCTOBRE 85



SERVICE D'ÉTUDES TECHNIQUES
DES ROUTES ET AUTOROUTES



PONTS MIXTES ACIER-BETON BIPOUTRES

GUIDE DE CONCEPTION

Ce document a été rédigé au S.E.T.R.A. - Département Ouvrages d'Art - Division Ouvrages en Métal, par Mme C. MARQUE (chapitres 1, 2, 3) et par M. N.V. BUI (chapitre 4). Les dessins ont été effectués par M. R. CALMETTES.

Diffusion : S.E.T.R.A. - D.O.A. - 46 avenue Aristide Briand - 92223 - BAGNEUX (Mme MIFSUD - Tel. 42.31.32.66).

AVANT-PROPOS	5
I - CONCEPTION GÉNÉRALE	7
I.1 - <u>Conception en plan et en élévation</u>	7
I.1 - 1 - Généralités	7
I.1 - 2 - Longueur totale de l'ouvrage	8
I.1 - 3 - Nombre de travées. Choix des portées. Elancements	10
I.1 - 4 - Ponts courbes	16
I.1 - 5 - Ponts biais	17
I.2 - <u>Conception de la coupe transversale</u>	21
I.2 - 1 - Pièces de pont	22
I.2 - 2 - Entretoises	22
I.2 - 3 - Dalle	23
I.3 - <u>Principes de construction</u>	24
I.3 - 1 - Ossature métallique	24
I.3 - 2 - Mise en oeuvre de la dalle	28
I.4 - <u>Dispositions constructives</u>	32
I.4 - 1 - Poutres principales	32
I.4 - 2 - Montants courants d'entretoise ou de pièce de pont	34
I.4 - 3 - Entretoises ou pièces de pont	35
I.4 - 4 - Raidisseurs longitudinaux	36
I.4 - 5 - Sections sur appui	37
I.4 - 6 - Dalle	42
I.4 - 7 - Connecteurs	47
I.4 - 8 - Dispositifs de visite	53
I.4 - 9 - Dispositifs de montage	54
I.5 - <u>Matériaux</u>	57

	Pages
II - JUSTIFICATIONS A FOURNIR	59
II.1 - <u>Transport</u>	59
II.2 - <u>Montage</u>	59
II.2 - 1 - Equilibre statique	60
II.2 - 2 - Résistance	61
II.2 - 3 - Instabilités de forme	63
II.3 - <u>Bétonnage</u>	64
II.3 - 1 - Equilibre statique	64
II.3 - 2 - Résistance	64
II.3 - 3 - Instabilités de forme	65
II.4 - <u>Ouvrage en exploitation</u>	66
II.4 - 1 - Poutres principales	66
II.4 - 2 - Dalle	67
II.4 - 3 - Cadres d'entretoisement	67
II.4 - 4 - Raidisseurs	70
II.4 - 5 - Connecteurs	71
III - PREDIMENSIONNEMENT	73
III.1 - <u>Dalle</u>	74
III.1 - 1 - Cas des ouvrages à pièces de pont	74
III.1 - 2 - Cas des ouvrages à entretoises	74

III.2 - <u>Poutres principales</u>	Pages
III.2 - 1 - Coupe longitudinale	76
III.2 - 2 - Coupe transversale	77
III.3 - <u>Pièces de pont</u>	79
III.4 - <u>Entretoises</u>	79
IV - LE PROGRAMME DE CALCUL	81
IV.1 - <u>Règlements appliqués</u>	81
IV.2 - <u>Le programme OMC</u>	81
IV.2 - 1 - Domaine d'emploi	81
IV.2 - 2 - Principes de calcul	82
IV.2 - 3 - Emploi non standard	83
IV.3 - <u>Les résultats</u>	83
IV.3 - 1 - OMC S	83
IV.3 - 2 - OMC E	84
IV.3 - 3 - OMC LS	85
IV.3 - 4 - OMC LR	85
IV.3 - 5 - Vérifications complémentaires à effectuer	85
IV.4 - <u>Marche à suivre pour l'utilisation du programme</u>	86
IV.5 - <u>Renseignements sur coûts et délais</u>	87

AVANT - P R O P O S

Ce document ne traite que des ponts mixtes acier-béton (association d'une ossature métallique et d'une dalle en béton solidarisiées entre elles par des connecteurs) à deux poutres à âme pleine sous chaussée. Il ne traite pas le cas des ponts mixtes à plus de deux poutres ou à structure caisson.

Pour des raisons économiques, la tendance est actuellement au développement des bipoutres au détriment des multipoutres et des caissons, structures plus coûteuses.

On aura recours aux caissons essentiellement dans les cas où :

- un grand élanement est requis,
- le tracé en plan est très courbe,
- une volonté architecturale le décide.

Si l'ouvrage est très large et peu long, on choisira un multipoutre.

Le domaine de portées des bipoutres mixtes se situe entre 30 et 110 mètres environ.

La conception générale du tablier est étroitement liée à l'étude du transport des éléments et au montage. La mise en place de l'ouvrage par lancement impose une hauteur constante ou progressivement variable des poutres. La mise en place à la grue permet la hauteur variable des poutres.

Destiné aux maîtres d'oeuvre et aux projeteurs, ce document a pour but :

- 1 - d'indiquer les principaux éléments de conception en fonction des données du projet et des conditions de montage,
- 2 - d'énoncer la liste des différentes justifications à faire en phases de construction et en exploitation,
- 3 - de donner un ordre de grandeur de prédimensionnement en vue d'un calcul automatique sur programme OMC.

I - CONCEPTION GÉNÉRALE

I.1 - Conception en plan et en élévation

I.1.1 - Généralités

Des facteurs d'ordre naturel et d'ordre fonctionnel interviennent dans la conception générale d'un ouvrage. Le projeteur doit concilier les impératifs du maître d'ouvrage avec ceux d'autres intervenants concernés par la construction du pont (problèmes de gabarit, par exemple).

La largeur du tablier dépend essentiellement des caractéristiques de la voie portée, dont le projeteur n'est pas maître.

En ce qui concerne la longueur de l'ouvrage, son profil en long et son tracé en plan, si ces données sont fixées à priori, le projeteur peut être amené à proposer des modifications légères afin d'améliorer le comportement mécanique de la structure et les dispositions constructives (ouvrage moins biais, moins courbe, élanement plus économique), éventuellement l'aspect esthétique (hauteur des remblais d'accès, pente trop accentuée).

L'environnement de l'ouvrage permettra une plus ou moins grande liberté pour le choix des appuis au sol et du mode de construction et donc de la structure même (gabarit au sol à dégager pendant la construction, possibilités ou non d'aires de lancement, pont sur une rivière navigable ou non ...)

Enfin, l'attention du projeteur doit être attirée sur le fait que les caractéristiques de l'ouvrage sont parfois fixées sans tenir compte des possibilités spécifiques des ponts métalliques. Le projeteur doit toujours examiner s'il n'y aurait pas lieu de proposer des modifications de ces caractéristiques pour tirer pleinement parti d'une solution à tablier métallique : par exemple, abaisser le profil en long, ou encore raccourcir l'ouvrage en diminuant ou supprimant les travées de rive.

I.1.2 - LONGUEUR TOTALE DE L'OUVRAGE

La longueur totale de l'ouvrage dépend :

- du tracé en plan de la voie portée,
- de la géométrie en plan des appuis par rapport à l'axe de l'ouvrage,
- de la conception des culées et des abords, sous le double point de vue économique et esthétique.

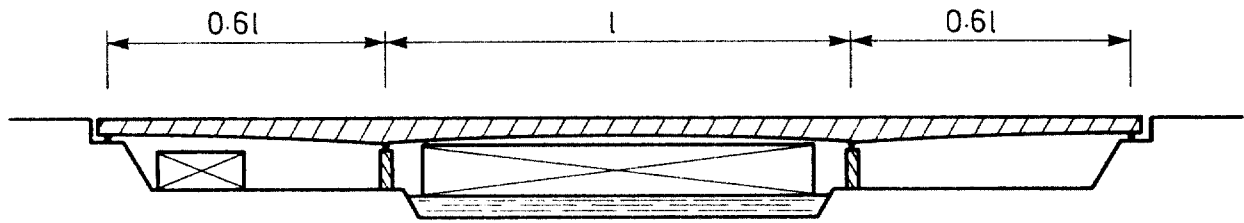
La longueur définitive de l'ouvrage est souvent un compromis entre différents facteurs :

- coût du tablier, inconvénients de soulèvements d'appuis, coût des remblais d'accès, coût des culées, techniques de construction des fondations des culées (par exemple économie de batardeaux en allongeant le tablier), stabilité des abords (affouillement, stabilité des pentes sous le poids des remblais d'accès), chocs de véhicules ou de bateaux sur les culées, débouché dans le cas d'un franchissement fluvial, exploitation, esthétique

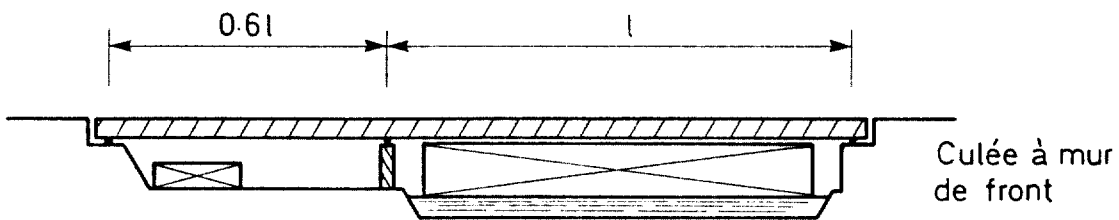
Dans le cas d'un ouvrage continu, si celui-ci est en béton, le mode de construction et l'équilibrage des travées interviendront également. L'ouvrage en métal s'accommodera beaucoup plus facilement d'une répartition non optimale des portées.

Prenons l'exemple d'une rivière à franchir en ménageant un gabarit sur une berge et un gabarit fluvial :

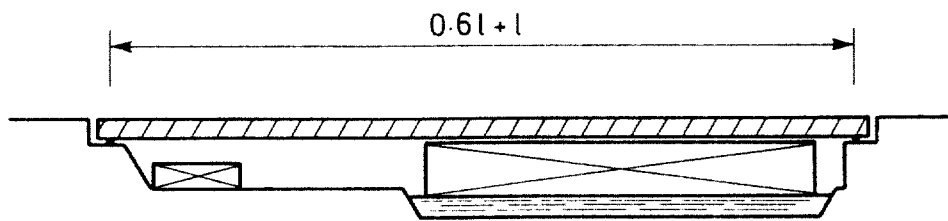
Solution en béton précontraint (construction par encorbellement)



Solution en métal : la solution précédente est également possible mais l'on peut éventuellement en envisager d'autres.

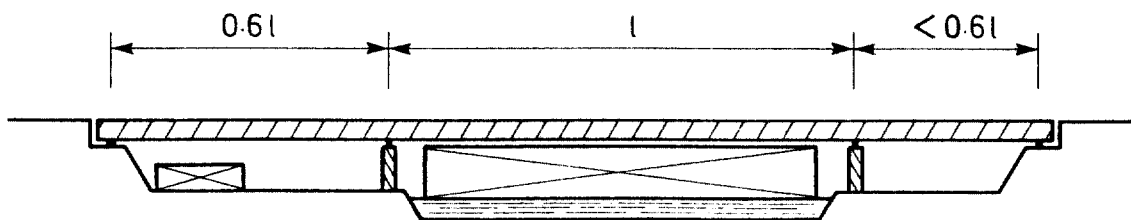


ou



selon la longueur de la brèche à franchir

Dans la deuxième solution, si l'on veut éviter la culée à mur de front, on pourra concevoir une courte travée de rive pour disposer une culée en tête d'un remblai : la dissymétrie est possible.



I.1.3 - NOMBRE DE TRAVÉES - CHOIX DES PORTÉES - ELANCEMENTS

Le nombre de travées est déterminé par :

- le domaine de portée,
- l'élancement possible,
- les contraintes de gabarit et de profil en long,
- les conditions topographiques et géotechniques,
- le bilan économique : coût de l'ossature + coût des appuis,
- l'esthétique.

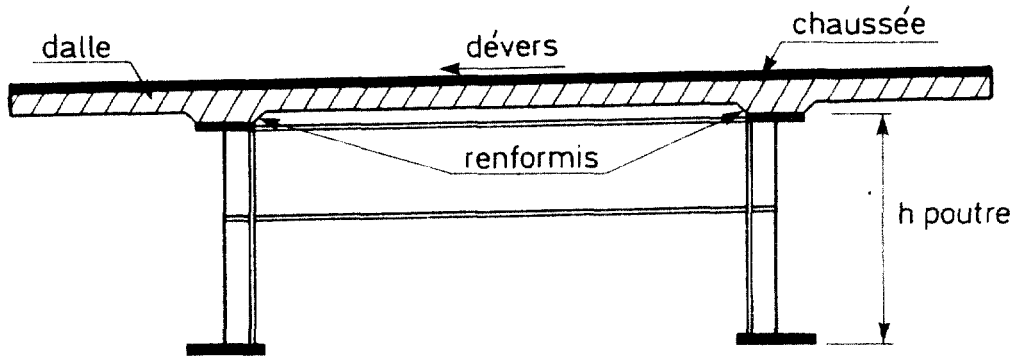
Domaine de portée

Le domaine de portée des ponts mixtes va jusqu'à 110 ou 120 m pour les travées continues, jusqu'à 80 ou 90 m pour les travées indépendantes. Au delà de ces portées, il est plus économique d'adopter d'autres solutions (dalles orthotropes, pont à haubans ...).

Elancement

L'élancement économique des bipoutres mixtes varie selon le schéma mécanique de l'ouvrage (travées indépendantes ou continues), et sa géométrie (rapport des portées, hauteur constante ou variable).

Les valeurs indiquées ci-après correspondent à l'élancement de la structure métallique seule (hauteur de la poutre/portée). Pour obtenir l'encombrement total, il faut ajouter le dévers ou le bombement de la chaussée, ainsi que l'épaisseur de la chaussée, de la dalle, et des renformis par l'intermédiaire desquels la dalle repose sur l'ossature.



Les valeurs optimales de l'élancement indiquées dans le tableau ci-dessous correspondent au rapport optimal des portées de l'ouvrage :

$$0,65 < \Psi < 0,8$$

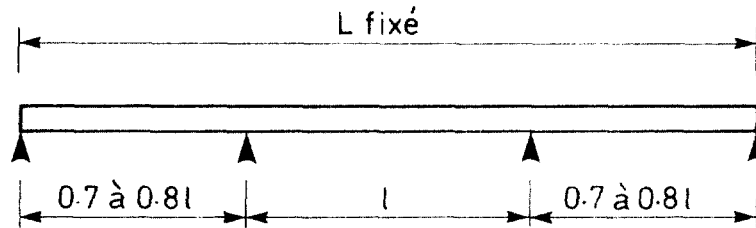
<p style="text-align: center;">L</p>	1/22	
	hauteur constante	hauteur variable
<p style="text-align: center;">ΨL L ΨL</p>	1/28	sur appui : 1/25 à mi-travée : 1/40 à 1/50

Lorsque les conditions de profil en long et de gabarit l'exigent, ces valeurs peuvent être augmentées, au prix d'un accroissement du tonnage d'acier. A titre indicatif, pour une largeur courante d'ouvrage de 10 à 12 mètres et une portée inférieure à 60 mètres, il est possible d'envisager un élancement maximal h/l de l'ordre du 1/35e au 1/40e dans le cas de poutres de hauteur constante.

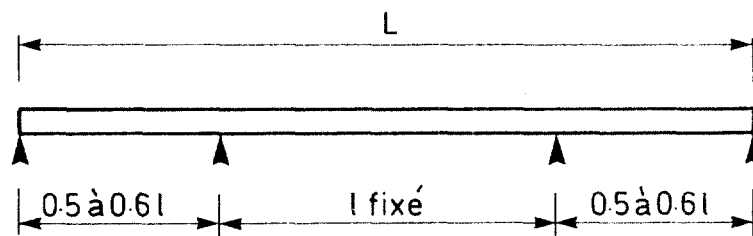
REMARQUE :

Dans le franchissement d'une brèche par un ouvrage à trois travées, deux cas peuvent se présenter :

- 1) la longueur totale de l'ouvrage est fixée. Si la position des appuis est indifférente, la répartition la plus favorable des travées est la suivante :



- 2) La travée principale est fixée. Les travées de rive seront alors équilibrées ainsi :



Il est possible de réduire la portée des travées de rive à des valeurs inférieures à celles proposées, mais telles que :

- les réactions d'appui doivent demeurer positives sous une charge d'exploitation qui peut être prise égale à la charge B_C définie par le fascicule 61, titre II du cahier des clauses techniques générales (avec majoration pour effet dynamique mais sans majoration par le coefficient 1, 2 applicable aux charges routières en état-limite de service). Il est souhaitable en effet d'éviter des "battements" en exploitation qui seraient préjudiciables à la pérennité des appareils d'appui.
- il soit prévu un dispositif anti-soulèvement dimensionné pour les sollicitations d'état-limite ultime.

Le cas échéant, les extrémités des travées peuvent être lestées (entretoises d'about en béton armé par exemple).

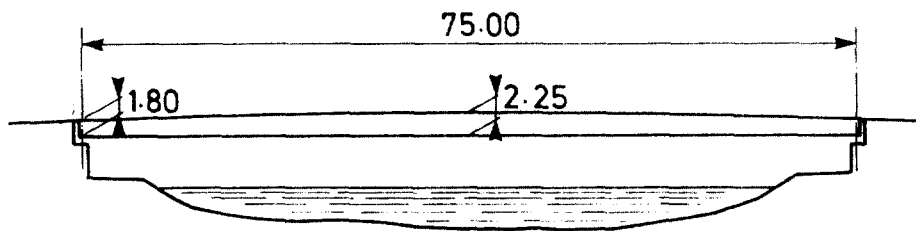
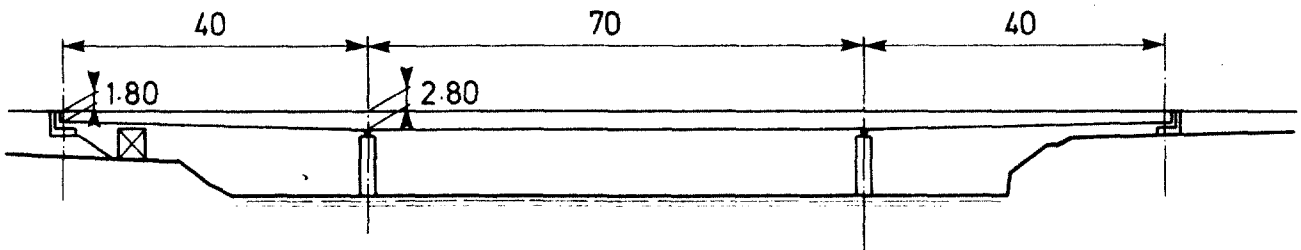
On peut également avoir recours à une dénivellation d'appui.

Profil en long

La pente doit être suffisante pour permettre un bon écoulement des eaux.

Il peut être intéressant de remonter le profil en long, dans le cas d'un gabarit à respecter, ce qui permettra la réalisation d'un ouvrage moins coûteux - par exemple hauteur constante au lieu de hauteur variable, structure à poutres au lieu de structure en caisson - ou au contraire de l'abaisser pour diminuer la hauteur des remblais d'accès.

Cependant, si le profil en long est imposé un peu trop bas et ne permet pas la hauteur constante, on pourra avoir recours à une hauteur de poutre légèrement variable permettant encore le lancement.



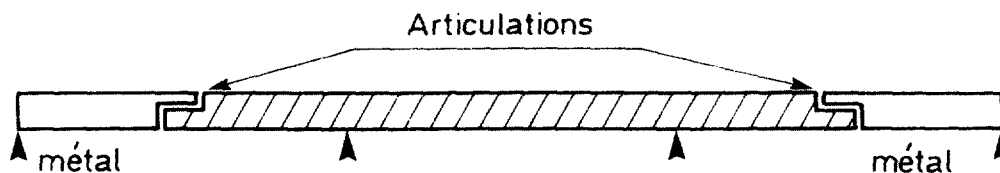
Conditions topographiques et géotechniques

Les positions possibles des appuis peuvent être limitées :

- par les emprises existantes au sol (voies S.N.C.F., routes, constructions ...),
- par les très mauvaises caractéristiques géotechniques à certains endroits (failles ...),
- par le coût de piles de grande hauteur.

Les gabarits à respecter en plan peuvent amener à concevoir des piles minces ou des piles marteaux, surtout si l'on veut éviter le biais mécanique de l'ouvrage.

Les caractéristiques topographiques et géotechniques peuvent déterminer le système statique de l'ouvrage. Par exemple, en cas de risques d'affaissement, on pourra être amené à prévoir des articulations dans les zones dangereuses. On notera cependant qu'un ouvrage métallique même continu est moins sensible qu'un ouvrage hyperstatique en béton aux tassements des appuis.



Bilan économique

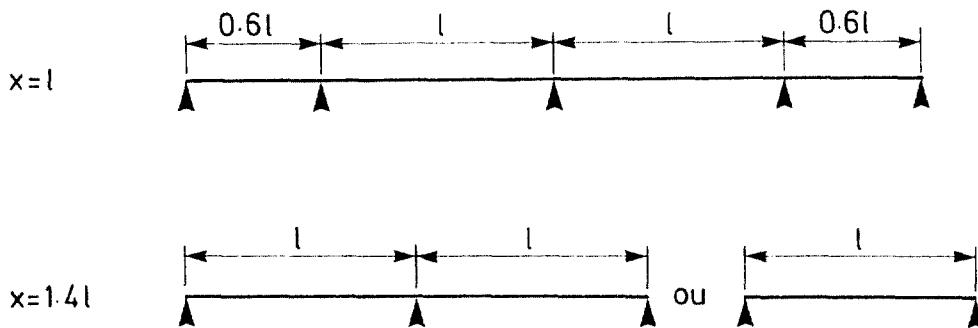
L'étude de résultats d'appels d'offre mettant en concurrence une solution "béton" et une solution "métallique" montre que souvent le projet de base de la solution métallique n'est pas assez optimisé, en particulier en ce qui concerne le choix des portées. Le projeteur peut penser, souvent à tort, que la suppression d'un appui favorisera la solution métallique par rapport à la solution "béton" mais il convient de dresser un bilan économique :

coût de l'ossature métallique + coût des appuis.

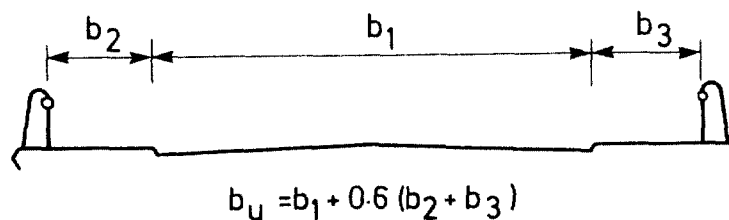
Le poids d'acier de la charpente en kilogrammes par mètre carré de surface en fonction de la portée déterminante de l'ouvrage peut être évalué en première approximation à :

$$P = 0,105 x^{1.6} + 100$$

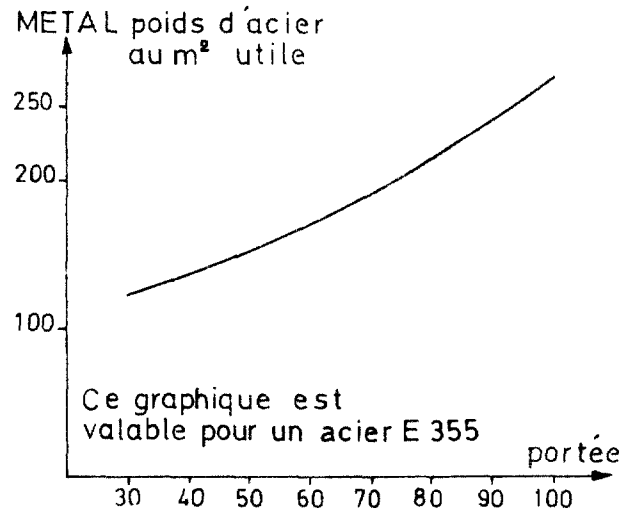
(P en kg/m² et x en mètres)



La surface à prendre en compte correspond au total de la largeur roulable plus une fraction de la largeur des trottoirs.



On voit sur le graphique suivant que la quantité d'acier mise en oeuvre par mètre carré de surface utile de tablier varie rapidement avec la portée.



Les valeurs obtenues doivent être augmentées lorsque l'élanement ou le rapport des portées n'est pas optimal.

I.1.4 -PONTS COURBES

Dans le cas d'un bipoutre courbe, les efforts dans la poutre courbe extérieure sont majorés par rapport à une poutre rectiligne de même portée.

A titre indicatif, pour une travée indépendante circulaire de section indéformable, chargée uniformément dans l'axe de la section, le moment fléchissant au milieu de la poutre extérieure vaut (à très peu près) :

$$M = \frac{ql^2}{8} \left(1 + \frac{5l^2}{24Rb} \right)$$

l : portée développée du tablier

r : rayon de courbure

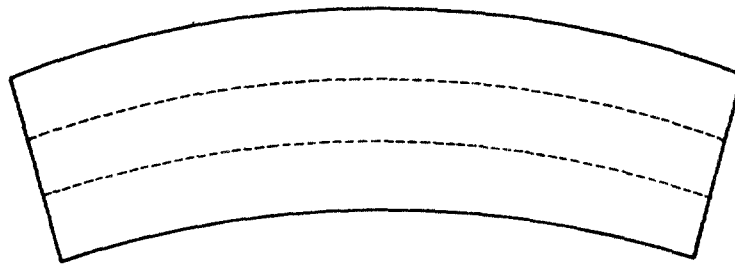
b : distance entre poutres

Si la quantité $\frac{5l^2}{24Rb}$ est trop grande, il peut être plus économique de

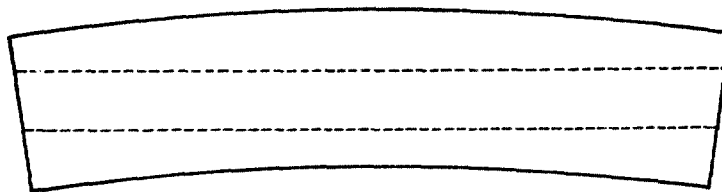
concevoir une structure en caisson.

Dans le cas d'une structure à poutres, la courbure pourra être réalisée de différentes façons, le plus souvent :

- par courbure des poutres,
- par des poutres droites et des encorbellements de largeur variable si cela est possible.



Poutres courbes



Poutres droites

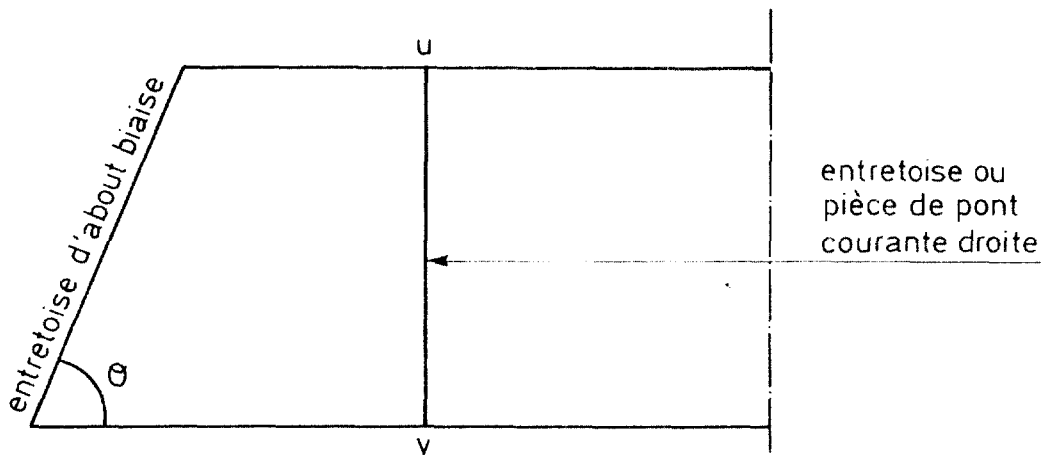
I.1.5 - PONTS BIAIS

L'ouvrage est droit ou biais, selon que la ligne d'appui est perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage ($\Theta = 100$ grades) ou fait un angle Θ inférieur à 100 grades avec celui-ci.

La conception d'un pont biais nécessite un certain nombre de choix :

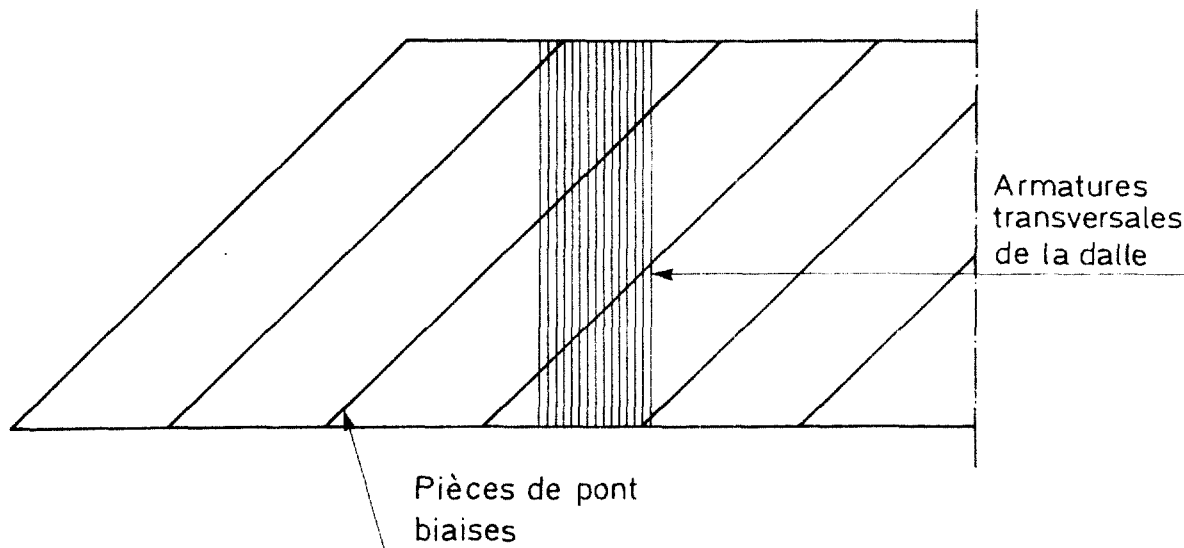
- les entretoises ou les pièces de pont courantes peuvent être droites ou biaisées.

Des éléments biais sont plus longs et nécessitent des assemblages plus coûteux, notamment dans le cas des pièces de pont biaisées. Ils permettent en revanche un meilleur fonctionnement mécanique : les entretoises ou pièces de pont droites sont soumises à des efforts spécifiques dus à la différence des flèches u et v à leurs extrémités sous l'effet de la flexion générale.



- les armatures de la dalle peuvent être droites ou biaisées.

En général les armatures sont placées biaisées si le biais est faible, et droites si le biais est important. Dans le cas où les armatures sont droites et les pièces de pont biaisées, il faut positionner les armatures et les connecteurs des pièces de pont de manière que les premières passent sans difficulté entre les seconds.



Les appareils d'appui doivent permettre :

- la rotation du tablier autour d'un axe parallèle aux entretoises biaises sur appuis
- la dilatation du tablier parallèlement à son axe longitudinal.

Il faudra, surtout si le biais est élevé, prévoir la nature et le dimensionnement des appareils d'appui en conséquence : élastomères frettés avec coins coupés, appareils d'appui spéciaux ...

Il conviendra également de choisir le type de joint de chaussée de façon à ne pas bloquer la composante transversale du déplacement du tablier dans sa rotation autour de l'entretoise biaise.

Lorsque le biais est accentué, l'étude des efforts et des déformations dans les zones d'appui s'impose. Certaines mesures peuvent être à envisager, telles que :

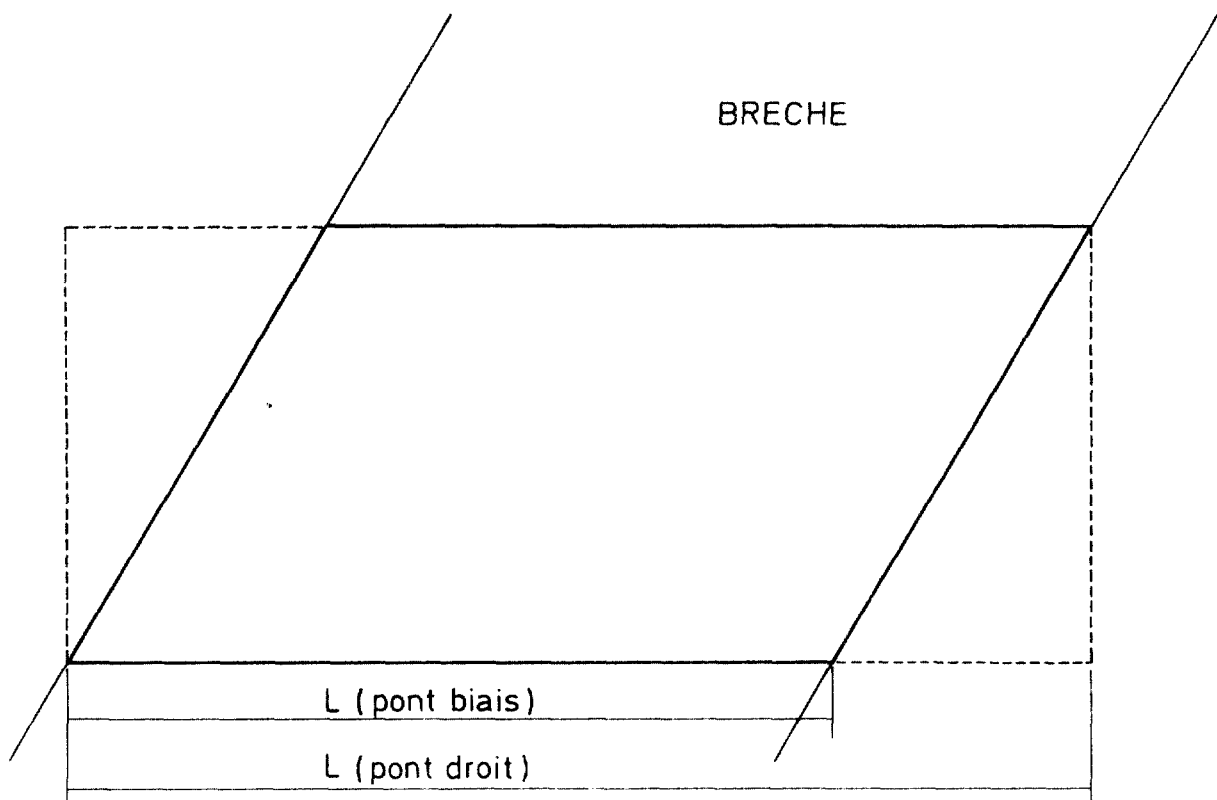
- articulation des entretoises d'appui (exemple du viaduc d'Autreville),
- mise en place des entretoises d'appui définitives après coulage de la dalle,
- recalage des appareils d'appui après achèvement du tablier.

Il est à noter que, pour les ponts continus biaises, les dénivellations d'appui sont vivement déconseillées, car elles entraînent des efforts et des déformations importants dans les zones d'appui.

En définitive, un ouvrage droit est mécaniquement plus satisfaisant qu'un ouvrage biaise et comporte des assemblages plus simples : le prix unitaire de l'acier est donc moins élevé. On essaiera donc de réduire le biais :

- en regardant les possibilités de modification du tracé en plan dans ce sens
- en jouant sur la forme des piles (piles marteaux) quand l'emplacement au sol des appuis est décisif pour le choix du biais.

Dans le cas d'une travée indépendante, l'emplacement disponible pour les culées peut imposer le biais. Sinon, lorsque le choix est possible, on notera que si l'ouvrage droit est plus long que l'ouvrage biais, les culées sont en revanche moins importantes, notamment dans le cas de culées à mur de front.

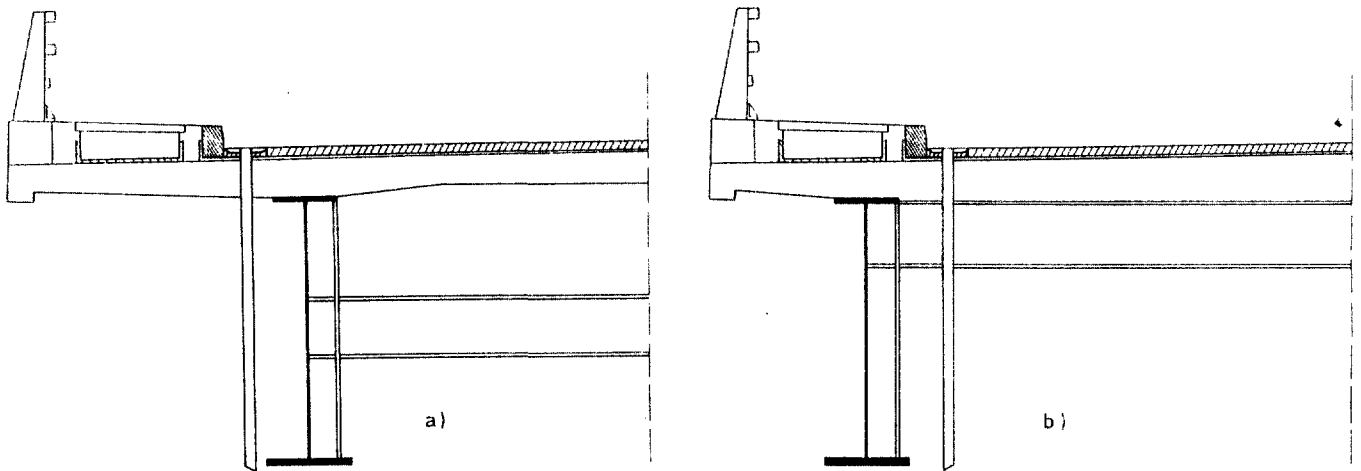


I.2 - Conception de la coupe transversale

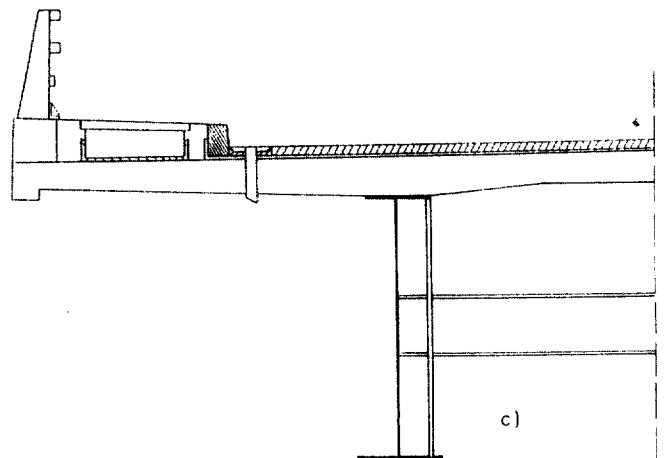
Le choix du bipoutre étant fait, il reste à déterminer la liaison entre les 2 poutres : entretoises ou pièces de pont, et la conception de la dalle.

Le choix entre pièces de pont et entretoises dépend essentiellement de la largeur de l'ouvrage. Cependant, d'autres facteurs interviennent dans ce choix :

- position des gargouilles,
- poids des superstructures en encorbellement.

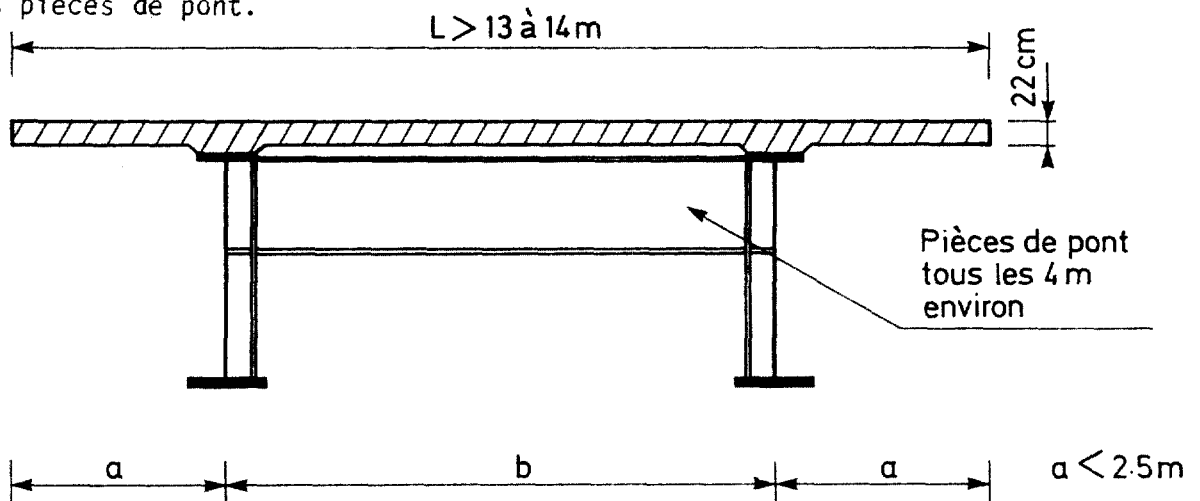


NOTA : La solution a) est à éviter en général pour des raisons esthétiques. Les gargouilles sont parfois remplacées par des corniches canivales lorsqu'il faut éviter les rejets sous l'ouvrage.



I.2.1 - PIECES DE PONT

Si le tablier est assez large (13 à 20 m environ), une solution consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres et transversalement sur des entretoises légères rapprochées (tous les 4 m environ) qui sont alors appelées pièces de pont.



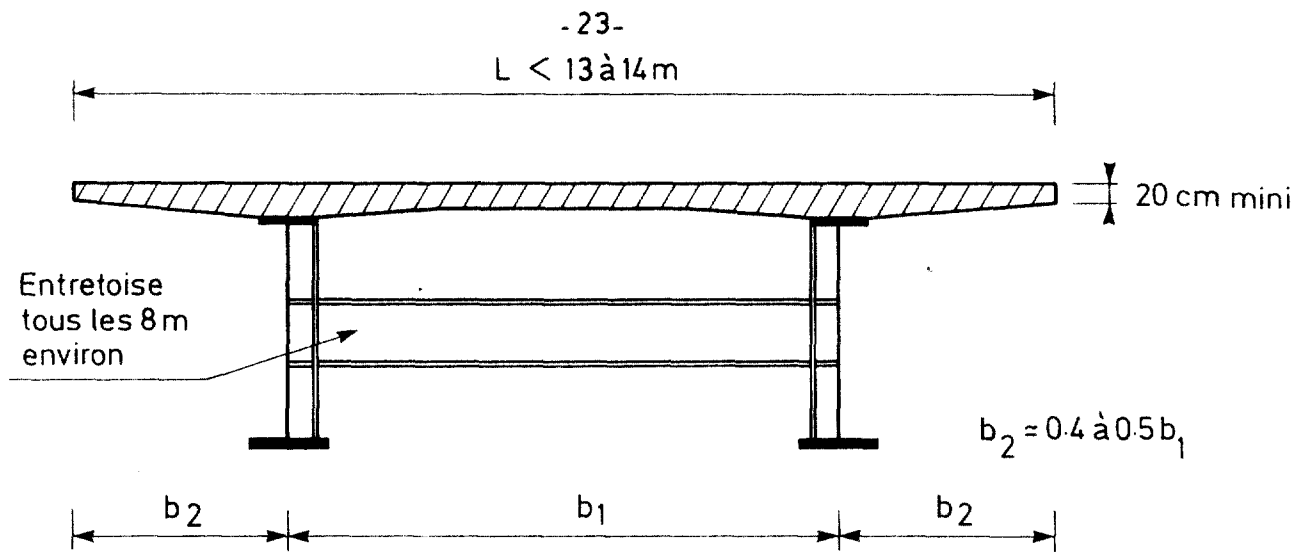
La dalle a une épaisseur constante de 22 cm environ et est connectée aux pièces de pont en appliquant les mêmes règles que pour la connexion aux poutres.

I.2.2 - ENTRETOISES

Si le tablier n'est pas très large, on peut appuyer la dalle sur les deux poutres seulement, reliées entre elles par des entretoises. La dalle dans ce cas peut être d'épaisseur constante ou variable. Une épaisseur raisonnable de dalle (30 cm au droit des poutres, 25 cm à mi-portée) permet un entraxe de poutres jusqu'à 7 m ou 8 m et des encorbellements latéraux jusqu'à 3 m, soit une largeur de tablier de 13 m ou 14 m.

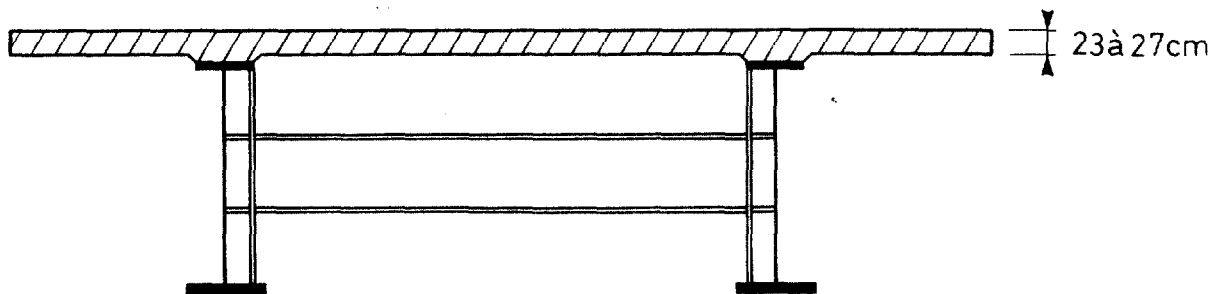
Des largeurs plus importantes sont possibles avec une dalle précontrainte transversalement.

Les entretoises sont espacées de 8 m environ. Elles jouent un rôle important, notamment lors du lancement et du bétonnage du tablier.



La dalle est plus lourde que dans la solution précédente, ce qui est pénalisant pour les grandes portées. Par contre, les entretoises peuvent être beaucoup plus espacées que les pièces de pont. Leur assemblage avec les poutres, à mi-hauteur de celles-ci, est plus simple (en particulier, les entretoises peuvent être horizontales, donc perpendiculaires aux poutres, même si celles-ci sont placées à des cotes différentes à cause du profil transversal de la chaussée). Enfin, l'espace libre entre la dalle et les entretoises, qui doit toujours être suffisant pour permettre l'entretien des semelles supérieures (hauteur libre au moins égale à la largeur de la membrure supérieure), peut être mis à profit pour le passage de coffrages mobiles, avantageux dans le cas des longs ouvrages.

La dalle peut également être d'épaisseur constante.



1.2.3 - DALLE

Nous avons vu que la dalle peut être d'épaisseur variable ou non selon que l'on emploie des entretoises ou des pièces de pont. Elle peut être aussi simplement armée ou précontrainte transversalement (exemple du pont de Conflans sur la Seine). Cette dernière solution est intéressante à condition que le tablier soit large (plus de 14 mètres) pour que le coût des ancrages ramenée au mètre carré de tablier ne soit pas prohibitif et que les pertes de précontrainte soient acceptables.

I.3 - PRINCIPES DE CONSTRUCTION

I.3.1 - OSSATURE MÉTALLIQUE

Le bulletin technique n° 8 de la DOA du SETRA traite du montage des ponts métalliques, document auquel se référera le projeteur.

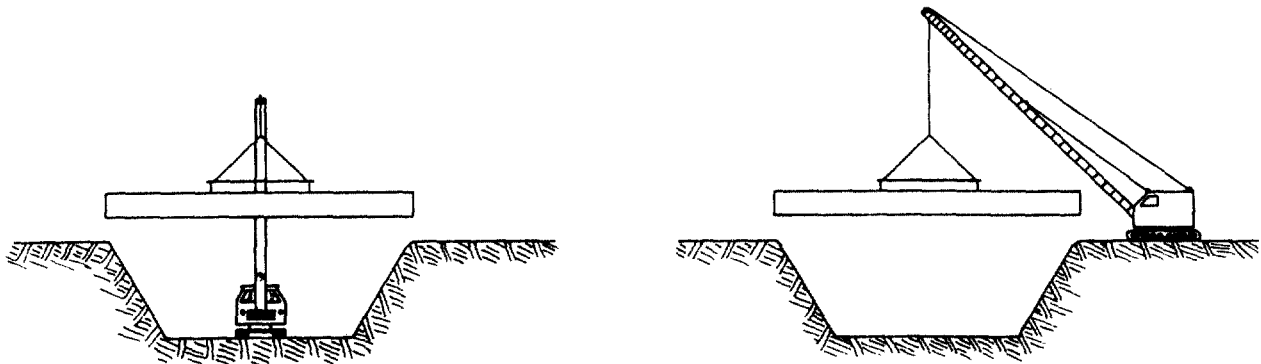
Aussi, donnerons-nous seulement quelques indications sur les méthodes les plus couramment utilisées actuellement. La méthode employée dépendra des caractéristiques géométriques de l'ouvrage, de la nature de l'obstacle à franchir et de la topographie du site.

I.3.1 - 1 - Cas d'une travée indépendante

Si la travée est courte et si les possibilités d'accès le permettent, le montage pourra se faire à la grue, en une seule fois si l'ouvrage est étroit, ou bien par poutre seule. Il faudra alors s'assurer du non déversement de la poutre pendant cette phase de construction.

Selon le site, on disposera d'une ou de deux grues positionnées dans le prolongement de l'ouvrage ou sur la voie à franchir.

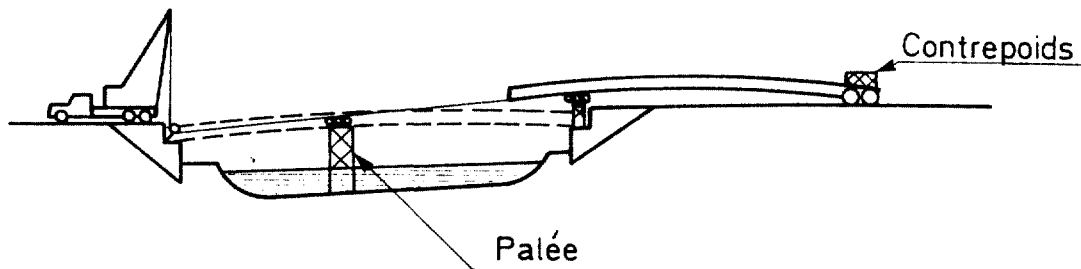
Exemples :



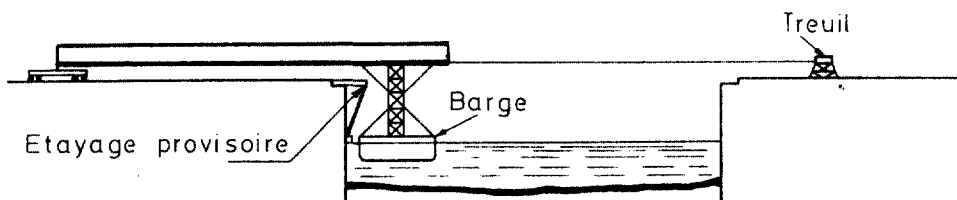
Au-dessus d'une voie navigable, le montage pourra être réalisé à l'aide d'une bigue, constituée d'un ponton sur lequel est fixé à demeure le matériel de levage.

Si les dimensions de l'ouvrage sont trop importantes pour utiliser une ou deux grues, ou même dans le cas d'un petit ouvrage si les conditions du site sont favorables, on aura recours au lancement. Cette méthode nécessite l'utilisation d'une palée provisoire s'il s'agit d'une travée indépendante.

1er exemple : Ouvrage lancé au-dessus d'une voie navigable avec l'emploi d'une palée fixe.



2ème exemple : Ouvrage lancé au-dessus d'une voie navigable avec l'emploi d'une palée sur barge.



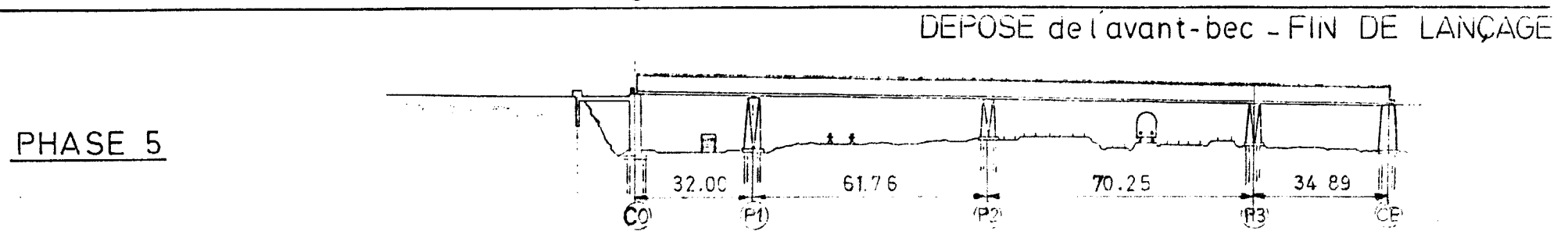
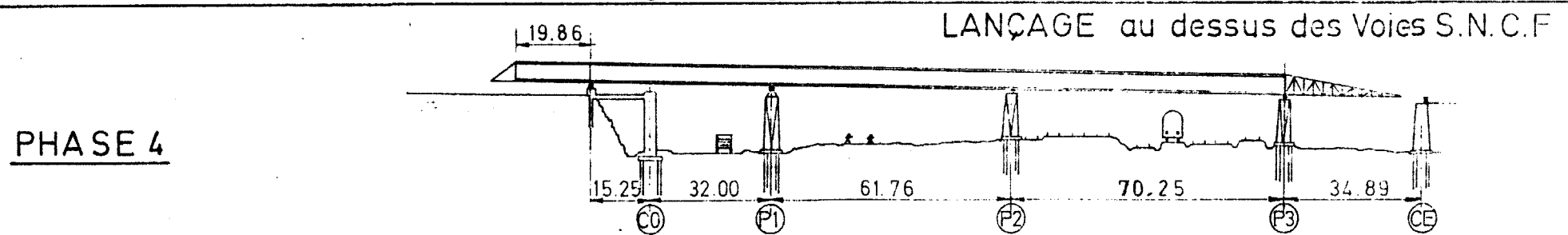
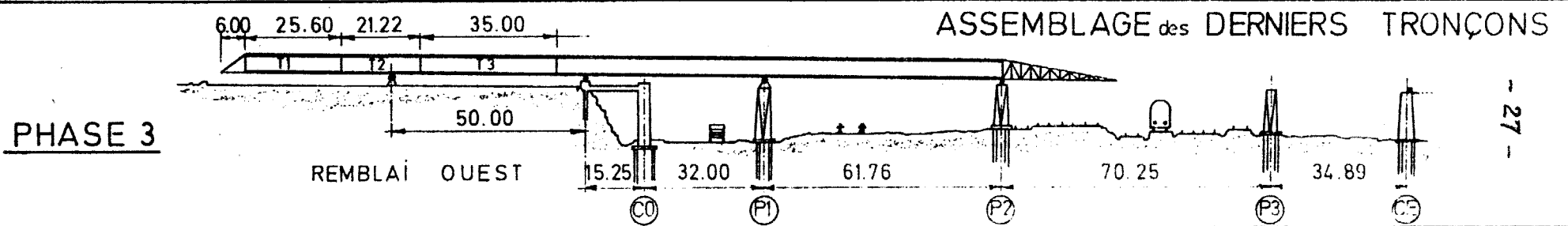
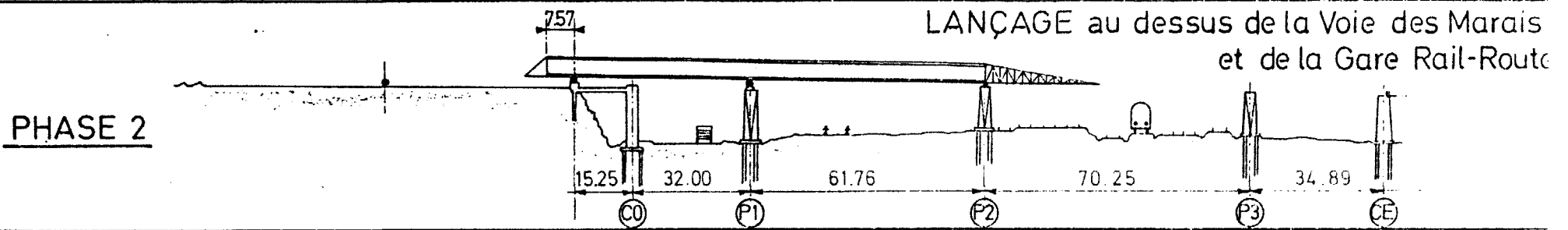
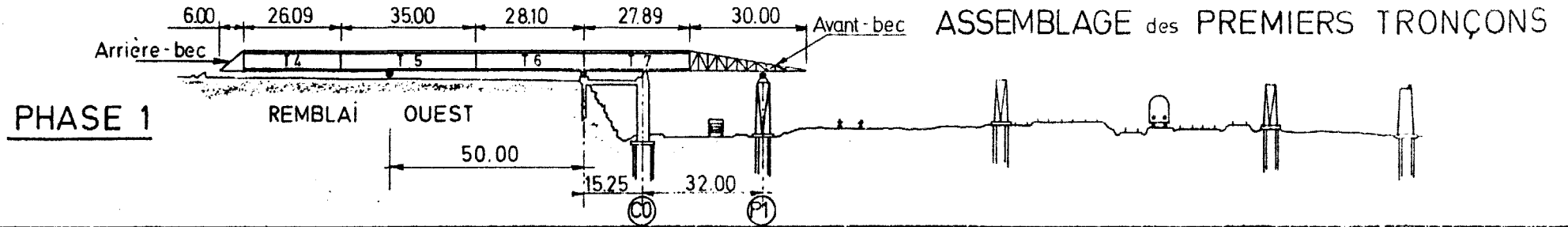
I.3.1 - 2 - Cas d'un ouvrage continu de hauteur constante

Si les travées sont courtes, l'ouvrage peut être mis en place par tronçons levés à la grue. Mais la méthode la plus couramment utilisée est le lancement. Elle consiste à assembler les éléments de la structure métallique sur une aire de montage située dans le prolongement de l'axe du pont à l'une des deux extrémités de l'ouvrage, ou aux deux. Une fois que les éléments sont assemblés, la structure est tirée ou poussée dans sa position définitive. Si l'ouvrage n'est pas trop long et l'aire d'assemblage suffisante, une seule phase de lancement suivra une seule phase d'assemblage. Par contre, si le tablier est long et l'aire d'assemblage insuffisante, le tablier sera assemblé et lancé en plusieurs phases.

L'extrémité du porte-à-faux est en général munie d'un avant-bec qui permet de réduire les efforts dans la structure, d'assurer l'équilibre statique de l'ouvrage et de faciliter l'accostage de l'extrémité. Le contreventement horizontal de l'ossature doit être assuré jusqu'à ce que la dalle ait été mise en place.

Au cours du lancement, chaque section est soumise à des efforts qui peuvent changer de signe d'une phase à l'autre. Ainsi, il faut considérer toutes les étapes de lancement pour pouvoir déterminer de façon précise les enveloppes de sollicitations de montage.

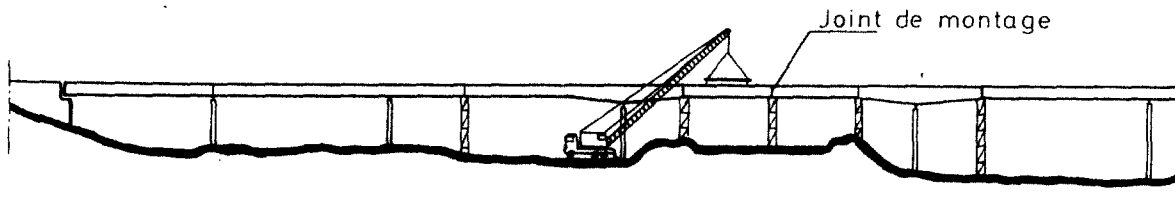
Le schéma ci-après montre le principe adopté pour le lancement de l'ouvrage de franchissement de A 86 au-dessus des voies PLM.



I.3.1 - 3 - Cas d'un ouvrage continu de hauteur variable

Si la hauteur n'est que légèrement variable, l'ouvrage peut encore être lancé (voir I.3.1. - 2).

Sinon l'ouvrage doit être mis en place par encorbellement ou à l'aide de grues ou de bigues. Le montage par encorbellements successifs nécessite un équipement particulier et de nombreuses soudures sur chantier qui rendent ce mode de mise en place non compétitif actuellement. Le montage par grues ou bigues nécessite généralement l'emploi de palées provisoires et peut devenir impossible si l'ouvrage est trop haut au-dessus du terrain naturel ou de la voie navigable à cause des limitations du matériel de levage.



I.3.2 - MISE EN OEUVRE DE LA DALLE

La dalle peut être soit coulée en place, soit préfabriquée. Le coulage en place est le procédé le plus couramment utilisé en France.

I.3.2 - 1 - Dalle coulée en place

La dalle doit être coulée sur toute la largeur de l'ouvrage, sans reprise de bétonnage longitudinale. On a le choix entre différents types de coffrage :

a) coffrage fixe traditionnel

Le coffrage est généralement fixé à la structure métallique. Cette méthode oblige à bétonner par plots si l'on veut réutiliser les coffrages. La liaison acier-béton étant effective dès la prise du béton, on peut en profiter pour choisir l'ordre des phases de bétonnage afin de limiter :

- la compression de la ~~mem~~brure métallique supérieure dans les zones les plus sollicitées sous moment positif,

- la traction dans la dalle, et donc les fissures, dans les zones les plus sollicitées sous moment négatif.

Exemples :

Cas d'une travée indépendante



Cas d'un ouvrage continu



Cependant, si le phasage est trop compliqué, les déplacements de coffrage peuvent devenir coûteux.

A noter qu'on peut mettre en place le coffrage ou une partie du coffrage avant le lancement de l'ossature métallique. Les opérations de fixation de ce coffrage sont alors beaucoup plus faciles, notamment en ce qui concerne les parties latérales en console.

b) coffrage mobile

L'utilisation de ce type de coffrage se rencontre plutôt dans les bipoutres entretoisés où son déplacement n'est pas gêné par les pièces de pont. Cette méthode permet de choisir l'ordre des phases de bétonnage, sans augmenter trop le coût.

c) Coffrage perdu en tôle nervurée

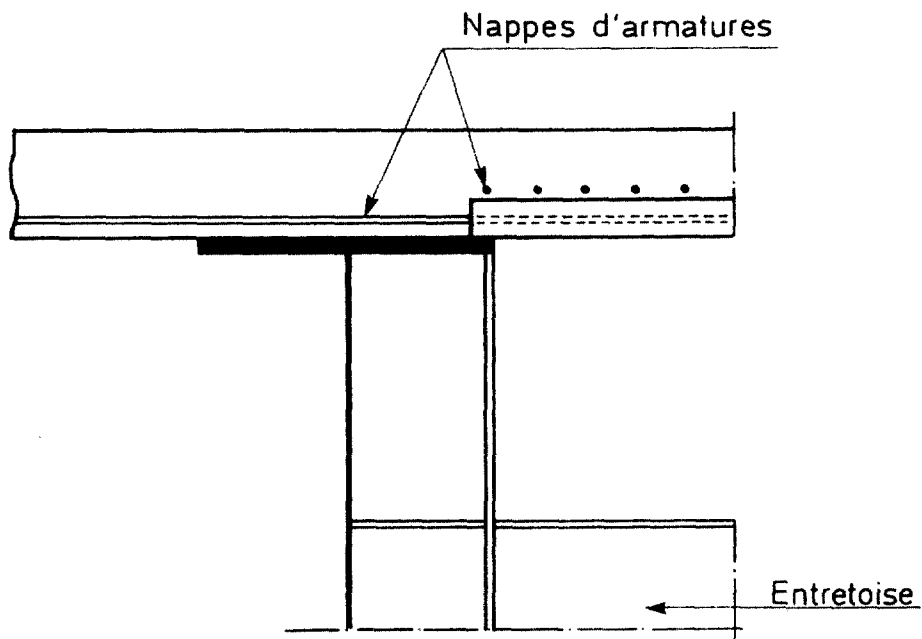
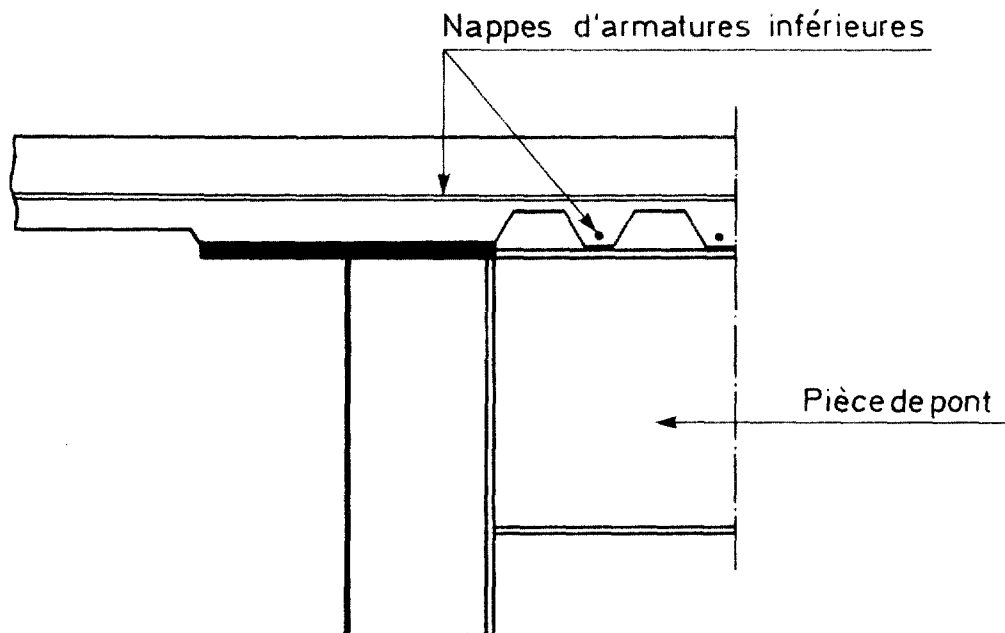
Cette technique consiste à utiliser un bac acier non participant sur lequel est coulée la dalle.

La tôle est nervurée soit dans le sens transversal (entretoises), soit dans le sens longitudinal (pièces de pont).

Les points suivants sont à étudier particulièrement :

- hauteur des nervures et choix d'une épaisseur de tôle en fonction de la portée de manière à assurer la résistance du coffrage sous le poids du béton mou et à limiter la flèche à des valeurs de l'ordre de 1 cm.

La hauteur du coffrage a une influence sur la hauteur totale du tablier puisqu'une des nappes inférieures d'armatures de la dalle est éloignée du niveau supérieur des poutres métalliques.



- un appui intermédiaire entre les pièces de pont ou entre les poutres principales entretoisées pourra être nécessaire pour éviter une hauteur de bac trop importante.

- une étanchéité parfaite doit être réalisées entre le bac et les poutres principales ou les pièces de pont, sinon il y aura des coulures de laitance importantes.

Cette étanchéité peut être réalisée à l'aide de closoirs préfabriqués.

On notera enfin que différents problèmes de chantier peuvent apparaître : manipulation des bacs très souples, agrafage des bacs entre eux, appuis ponctuels des nappes d'armatures (poinçonnage du bac), tolérances dimensionnelles des bacs.

d) prédalles

Dans ce cas, le coffrage est constitué par des dallettes en béton laissées en place. Comme on ne connaît pas encore de procédé de mise en oeuvre garantissant la participation de ces prédalles à la résistance de la dalle sans nécessiter de sujétions de chantier excessives, les prédalles sont utilisées comme un simple coffrage perdu. Le poids propre élevé d'un tel coffrage limite son emploi aux tabliers de portées modestes. Par ailleurs, les prédalles nécessitent des appuis rapprochés ; dans le cas des bipoutres, des longerons sont donc généralement nécessaires.

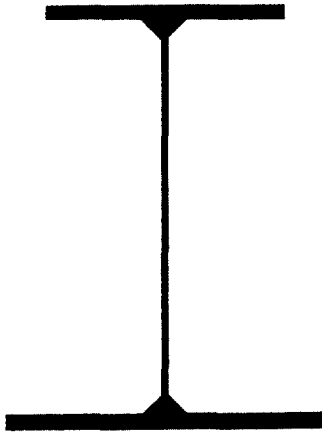
1.3.2 - 2 - DALLE PRÉFABRIQUÉE

Une seule file de dalles doit couvrir toute la largeur de l'ouvrage, sans aucun joint longitudinal pour des raisons d'étanchéité. L'ancienne conception, qui consistait à disposer plusieurs files de dalles avec des joints longitudinaux coulés en place sur les poutres, n'est plus admise actuellement.

Compte-tenu des possibilités de manutention, cette méthode est limitée par le poids des éléments. On impose de plus que les joints transversaux entre dalles préfabriquées soient comprimés sous charges permanentes, ce qui est le cas des travées indépendantes, mais nécessite des dénivellations d'appui dans le cas des ouvrages à travées continues.

I.4 - DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

I.4.1 - POUTRES PRINCIPALES



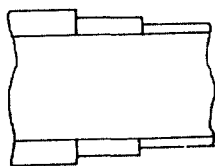
a) Membrures

Les poutres principales sont constituées à partir de plats oxycoupés dans des tôles larges. Ces plats sont assemblés par des cordons de soudure d'angle de 5 mm mini.

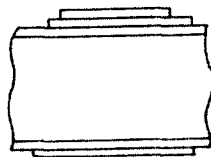
Des profilés laminés peuvent aussi être utilisés quand les portées sont faibles.

Les membrures peuvent être constituées :

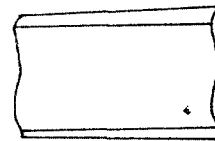
- (a) d'une semelle découpée en tronçons d'épaisseurs différentes (en général deux à quatre épaisseurs différentes variant vers l'extérieur ou vers l'intérieur de la poutre),
- (b) de plusieurs semelles superposées (vers l'extérieur ou vers l'intérieur),
- (c) d'une semelle dont l'épaisseur varie continûment.



(a)



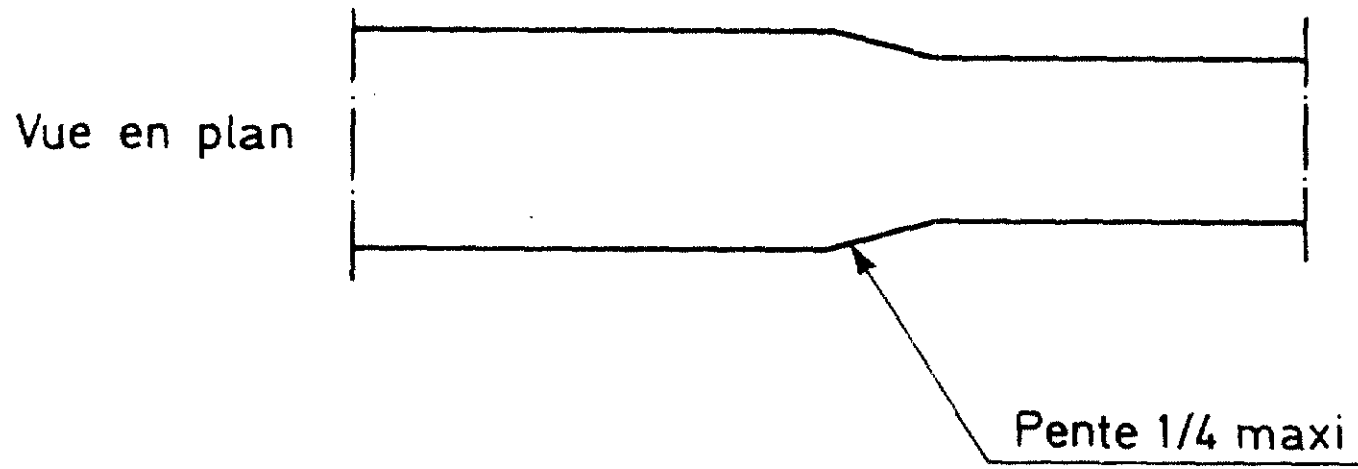
(b)



(c)

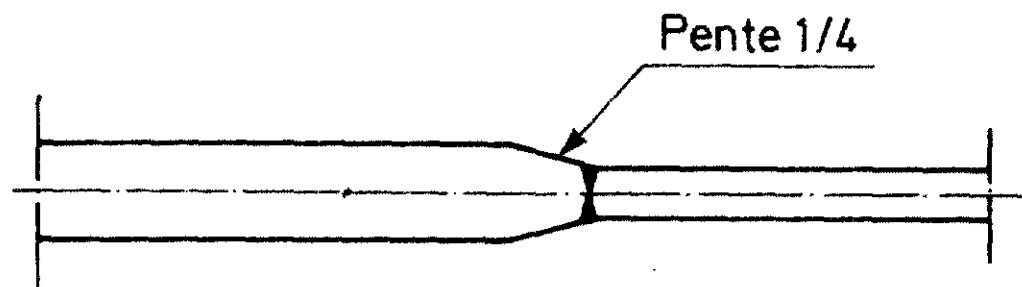
La disposition la plus couramment utilisée actuellement est la disposition (a) : elle est plus favorable vis-à-vis des phénomènes de fatigue que la disposition (b) et simplifie l'exécution des assemblages, constitués alors par des soudures bout-à-bout. La disposition (b) n'est plus utilisée sauf raisons particulières. La disposition (c) utilisant des tôles d'épaisseur variable est assez récente, mais elle tend à se développer. Cette technique limite le nombre et l'importance des délardages et des rabotages et permet un gain de matière en optimisant l'épaisseur des semelles. Il semble cependant que le gain de poids n'est notable que pour des ouvrages de grande portée à cause des limitations actuelles de variation de pente.

Les membrures peuvent aussi être de largeur variable.



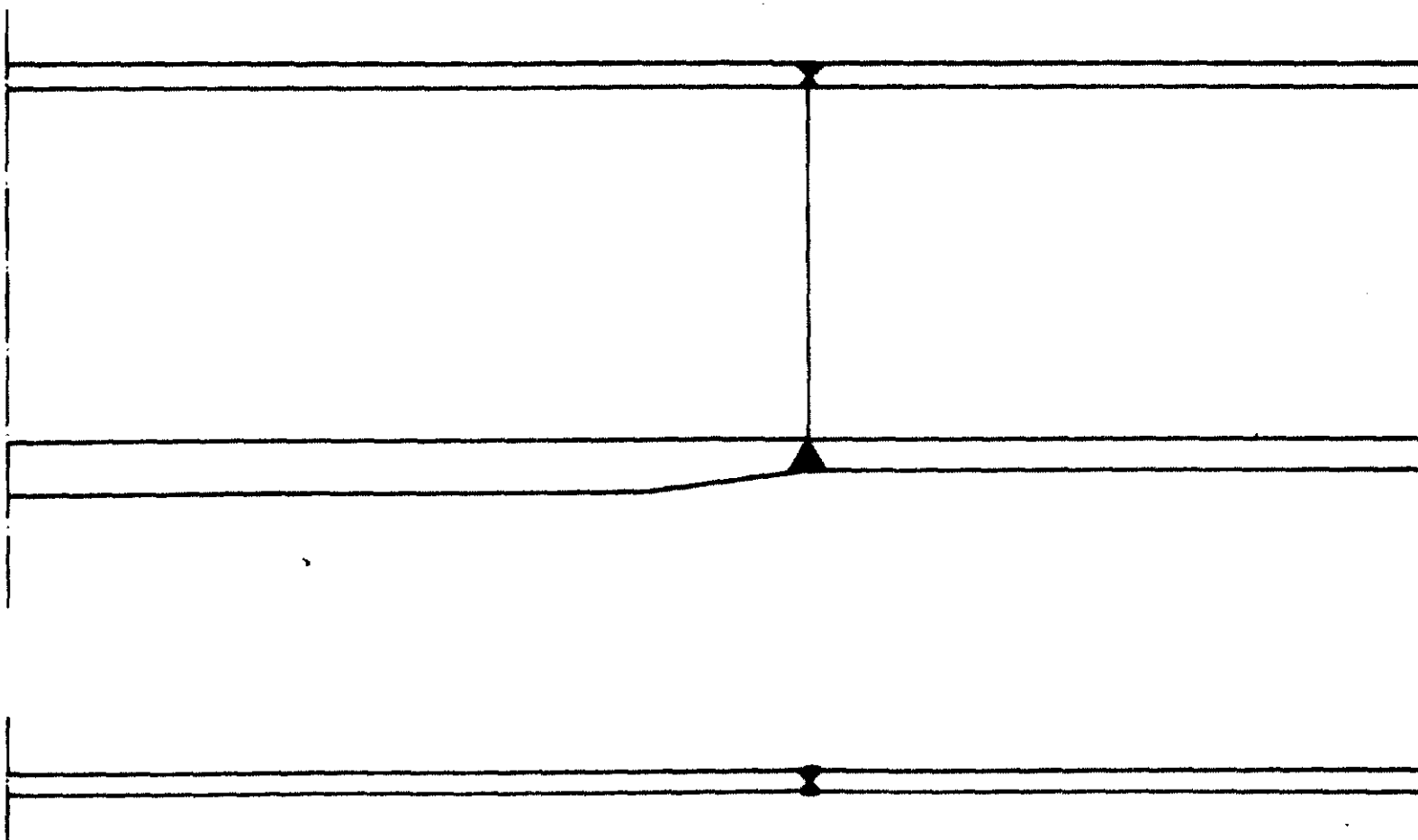
b) Âmes

Les âmes peuvent être d'épaisseur variable.



c) Changements des sections

Les changements de section des âmes et des semelles se situent en général dans les mêmes sections des poutres. Au stade des plans d'exécution, l'entreprise essaiera de les faire correspondre avec les joints de montage.



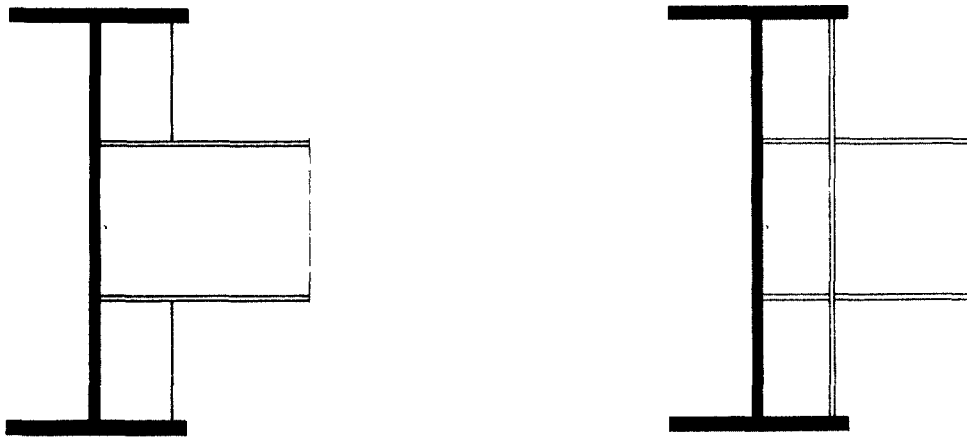
1.4.2 - MONTANTS D'ENTRETOISE OU DE PIÈCE DE PONT

Ces montants jouent le rôle de raidisseurs verticaux de l'âme et de montants de cadres d'entretoisement. Ils sont donc dimensionnés pour assumer ces deux fonctions :

a) Raidisseur vertical :

Le règlement impose une section minimale qui conduit à utiliser :

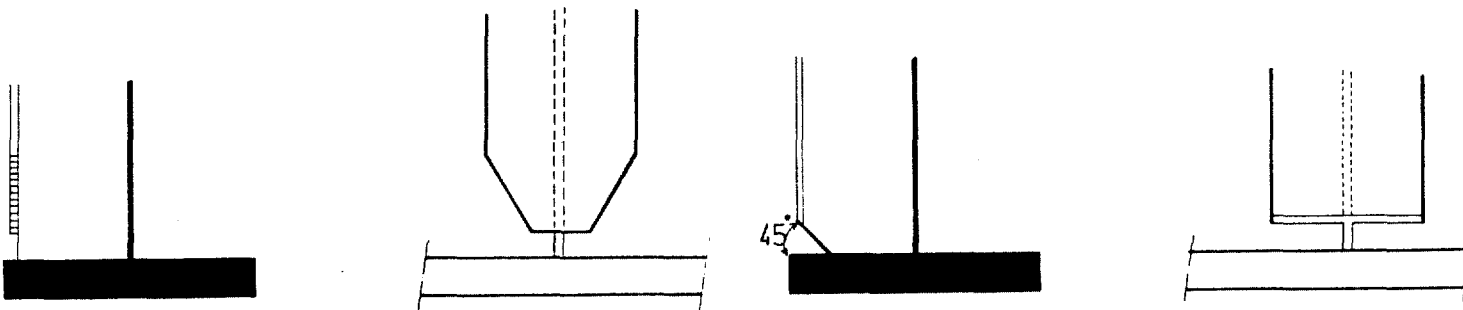
- un simple plat si la hauteur d'âme est faible,
- un raidisseur en T sinon.



b) Montant d'entretoisement :

Le montant sert principalement à maintenir latéralement la membrure comprimée. Dans le cas où la distance entre cette membrure et le bas de l'entretoise ou de la pièce de pont est importante, cette condition peut dimensionner le montant.

Vis-à-vis des phénomènes de fatigue, il est recommandé de souder l'âme du montant seulement, et non sa membrure, sur la membrure de la poutre.



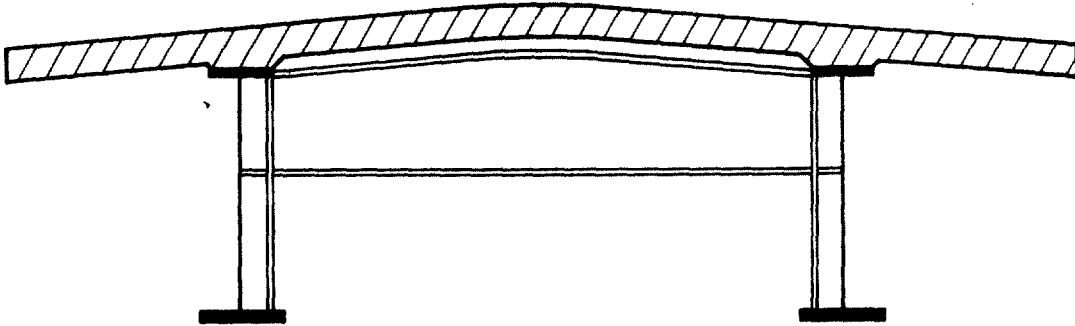
Montants reconstitués soudés

Montants en demi-I du commerce

I.4.3 - ENTRETOISES OU PIÈCES DE PONT

Les entretoises et les pièces de pont sont, soit des profilés reconstruits soudés, soit des profilés laminés du commerce.

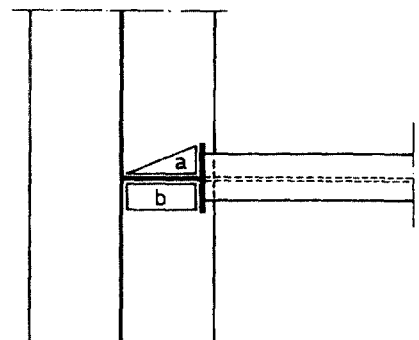
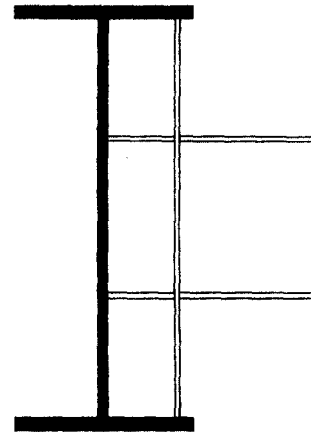
Dans le cas d'un profil en travers en toit, il sera intéressant que la pièce de pont suive ce profil, afin de réduire la hauteur de renformis et donc le poids de l'ouvrage.



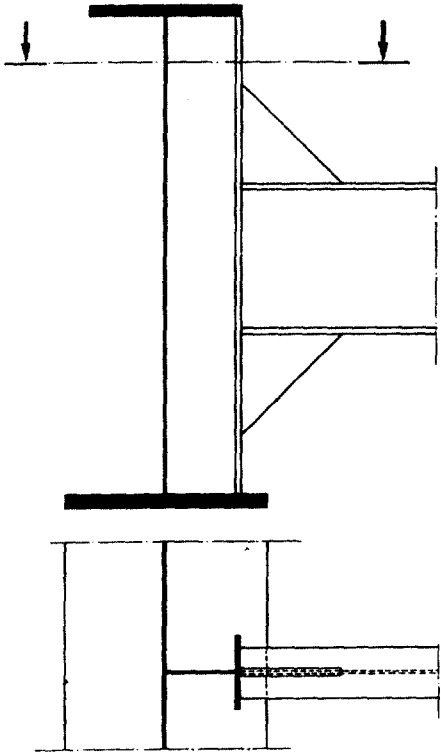
L'attache de l'entretoise ou de la pièce de pont au montant est dimensionnée par le moment d'encastrement de l'entretoise ou de la pièce de pont sur ce montant. Différentes dispositions constructives peuvent être adoptées :

1) Mouchoirs ou goussets horizontaux

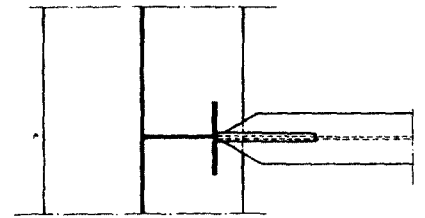
La solution (b) permet l'accrochage éventuel de diagonales de contreventement horizontal.



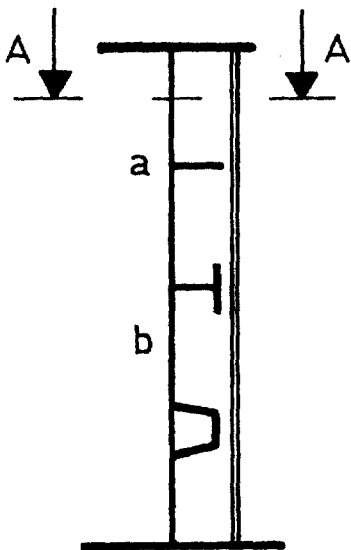
2) Goussets verticaux



ou



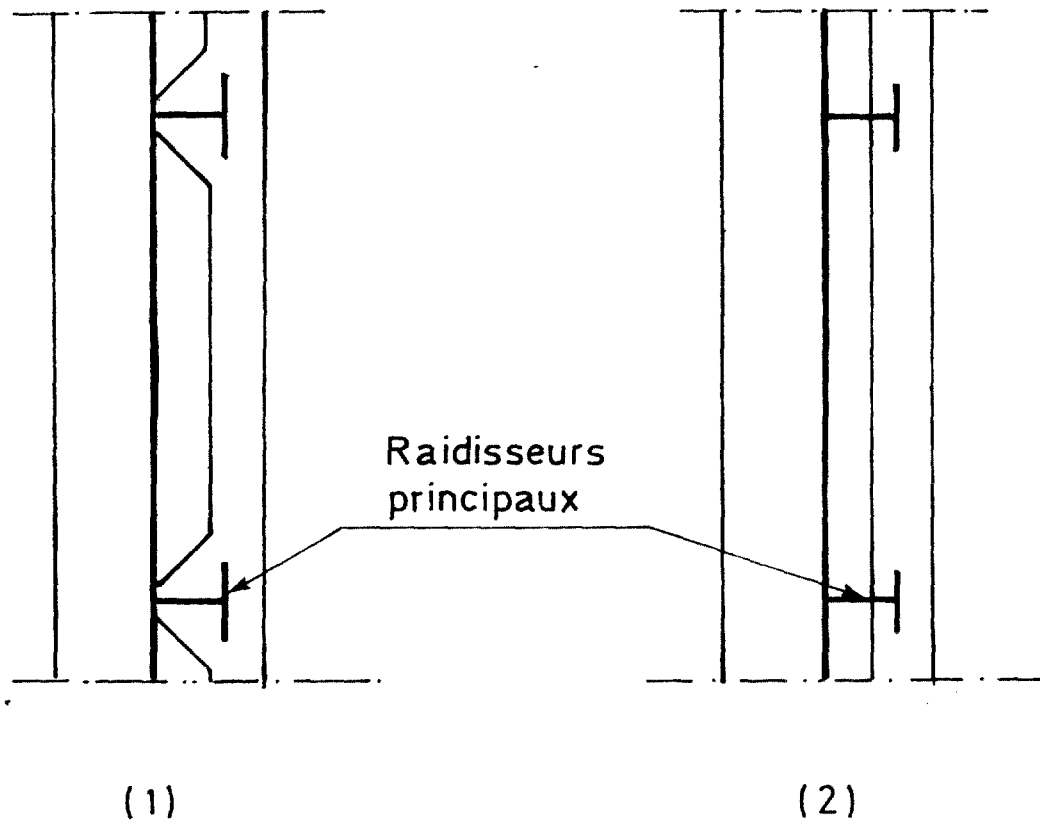
I.4.4 - RAIDISSEURS LONGITUDINAUX



(a) plats (cas général)

(b) T ou U (cas particuliers)
ponts à âmes très hautes

COUPE A-A



La solution (2) présente une meilleure efficacité mécanique mais est plus difficile à réaliser.

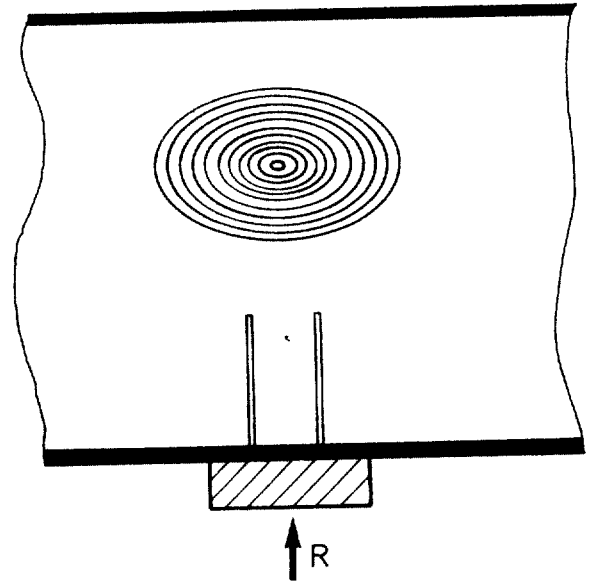
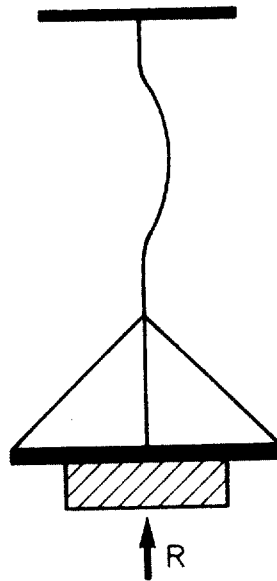
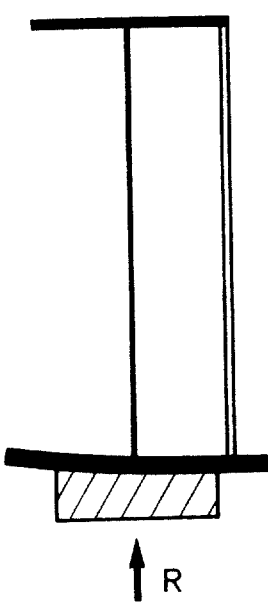
I.4.5 - SECTIONS SUR APPUI

I.4.5 - 1 - Montants d'appui

Le rôle des montants d'appui est :

- a) d'empêcher la flexion transversale de la membrure inférieure,
- b) de transmettre la réaction d'appui à l'âme en flux de cisaillement et d'empêcher le voilement local de celle-ci sous l'effet de la charge ponctuelle appliquée dans son plan,

c) de raidir l'âme et donc d'empêcher le voilement de celle-ci sous l'effet des contraintes de cisaillement.

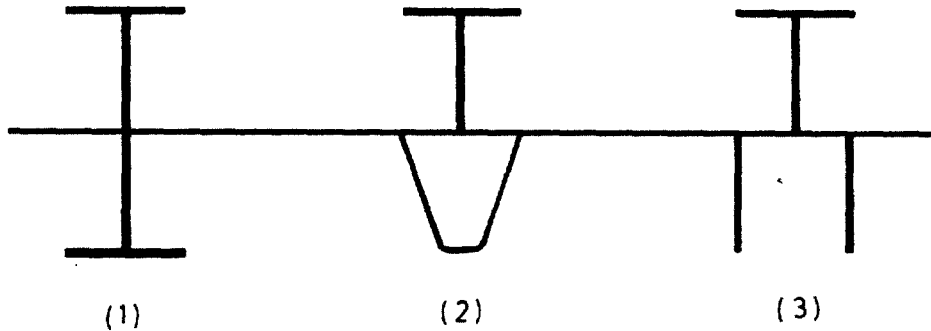


Flexion de la semelle inférieure non empêchée

Voilement local sous l'effet de la charge concentrée

Pour vérifier le montant d'appui au flambement hors du plan de l'âme de la poutre, on peut simplifier le calcul dans le sens de la sécurité en prenant la longueur de flambement égale à la hauteur de l'âme.

Différentes formes des montants d'appui

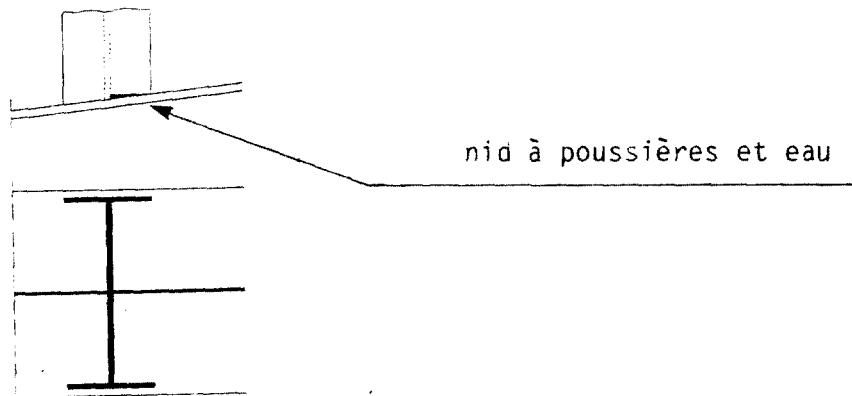


Côté intérieur, le raidisseur est presque toujours un T pour permettre la fixation de l'entretoise d'extrémité.

Côté extérieur, nous avons le choix entre (1) un T,
(2) un U,
(3) deux triangles.

(1) cas du T

La réaction d'appui est parfaitement centrée. Cette solution est très bonne mécaniquement. Elle est cependant peu satisfaisante vis-à-vis de la corrosion.

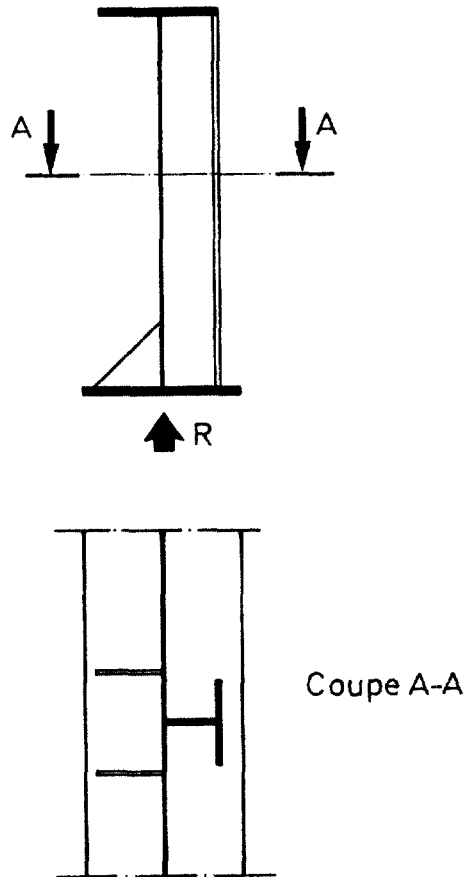


(2) cas au U

Cette disposition est meilleure à l'égard des problèmes de corrosion. L'attention est attirée sur le rayon minimal de pliage ; on doit respecter au moins les valeurs de la norme NF A 35-501

(3) Deux triangles

La réaction d'appui est excentrée par rapport à l'axe neutre de la section A.A. et le montant doit être vérifié au flambement en flexion composée.

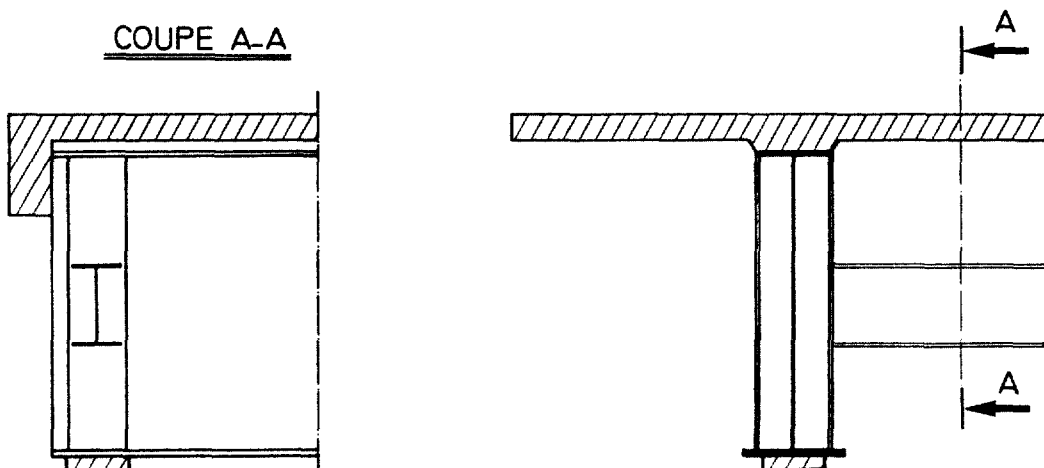


Dans tous les cas, on prêtera une attention particulière à la vérification des cordons de soudure du montant d'appui sur la semelle inférieure des poutres principales.

I.4.5 - 2 - Entretoise sur appui

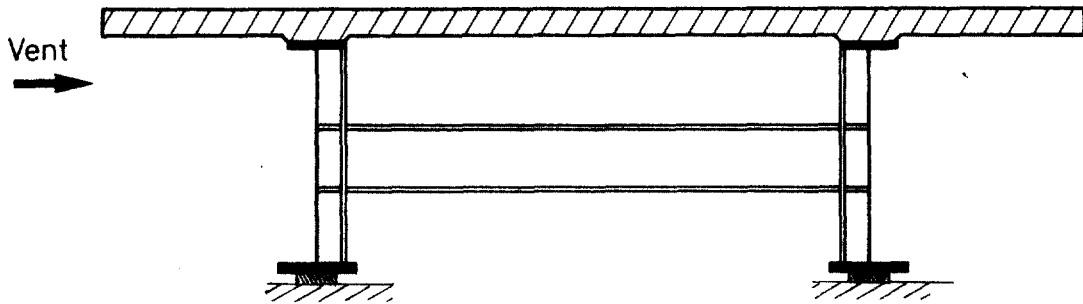
Sa typologie est identique aux entretoises ou pièces de pont courantes. Elle peut être connectée ou non à la dalle. Elle l'est en général car elle participe à la résistance de l'about de la dalle.

Si elle ne l'est pas, on pourra disposer une nervure en béton.

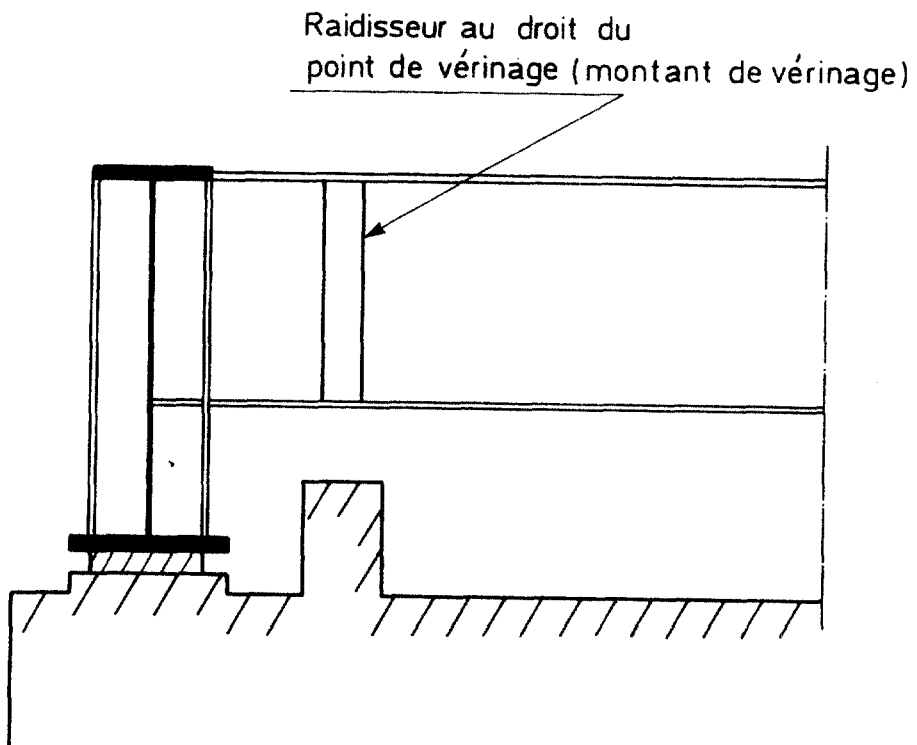


Son rôle est :

a) d'assurer le contreventement



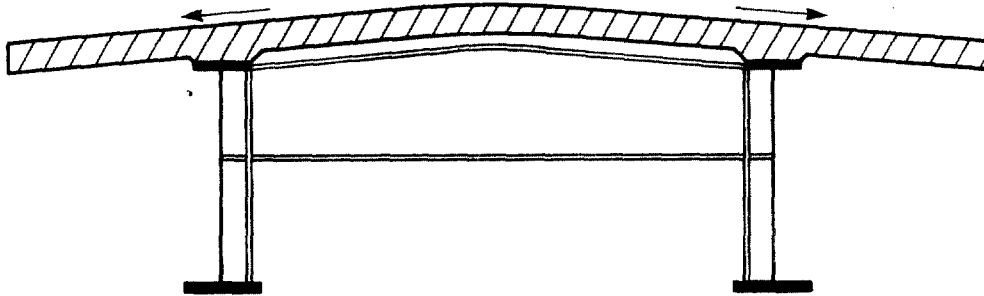
b) de permettre le vérinage de l'ouvrage s'il n'est pas prévu sous les poutres principales



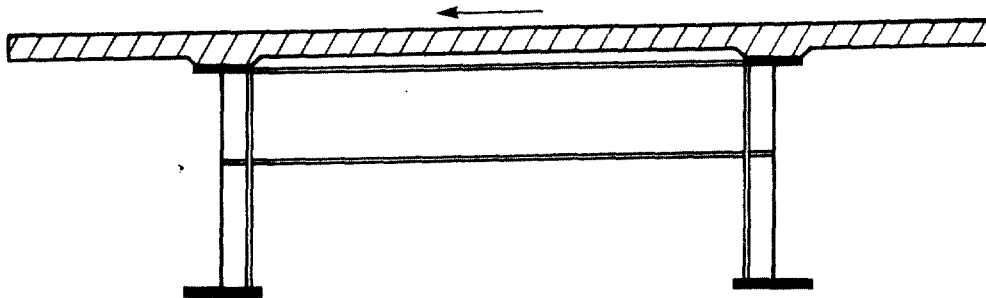
I.4.6 - DALLE

I.4.6 - 1 - Ouvrage à pièces de pont

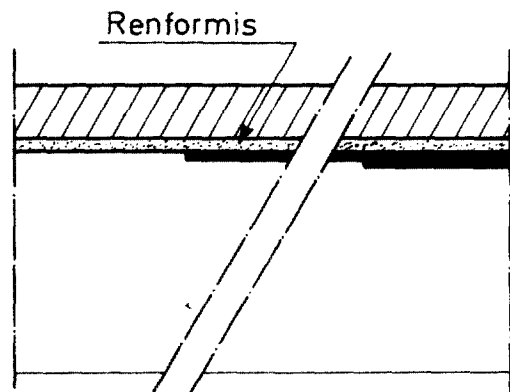
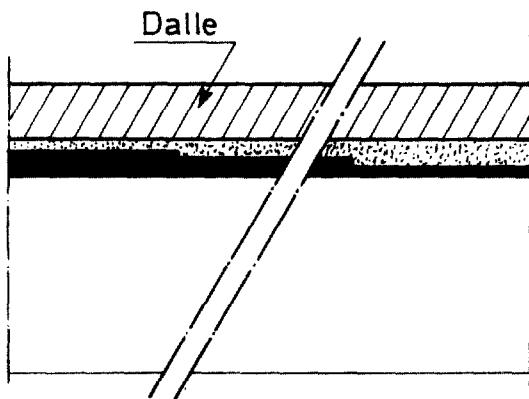
Profil en travers en toit :



Profil en travers à dévers unique :



Renformis : La dalle repose généralement sur des renformis au droit de chaque poutre et de chaque pièce de pont. L'épaisseur du renformis varie transversalement selon le dévers de la chaussée et longitudinalement selon le mode de variation d'épaisseur de la semelle supérieure.

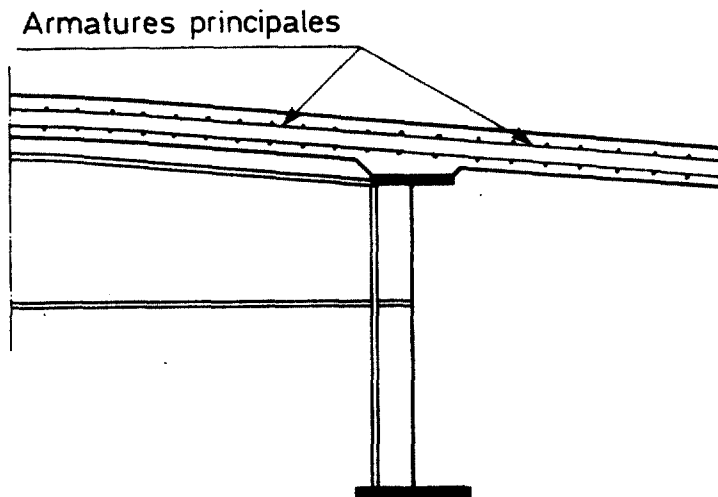


Armatures

Entre les deux poutres, les armatures principales sont longitudinales, la dalle travaillant en flexion entre deux pièces de pont.

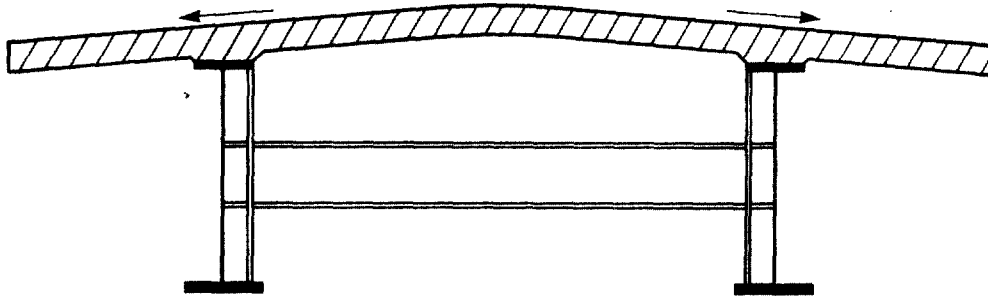
Par contre, dans les parties en encorbellement, ce sont les armatures transversales qui reprennent les efforts.

On choisit généralement des portées de console assez faibles de manière à limiter le ferrailage transversal de la dalle, de sorte que le ferrailage principal est longitudinal.

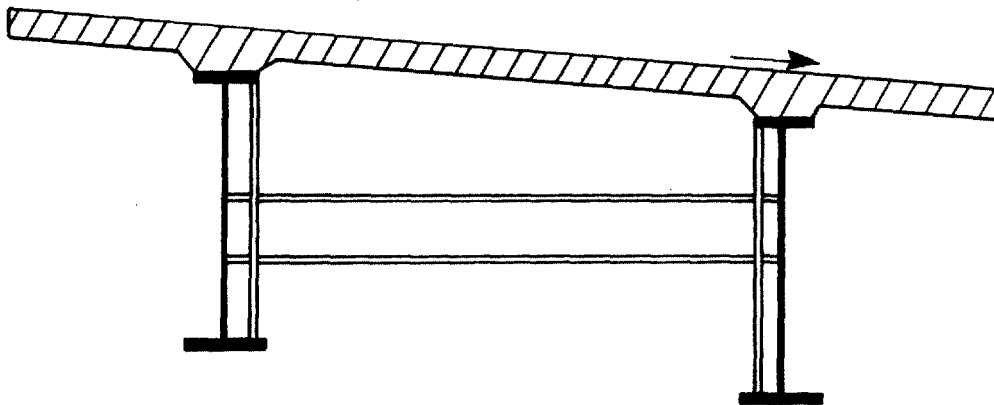


I.4.6 - 2 - Ouvrage à entretoises

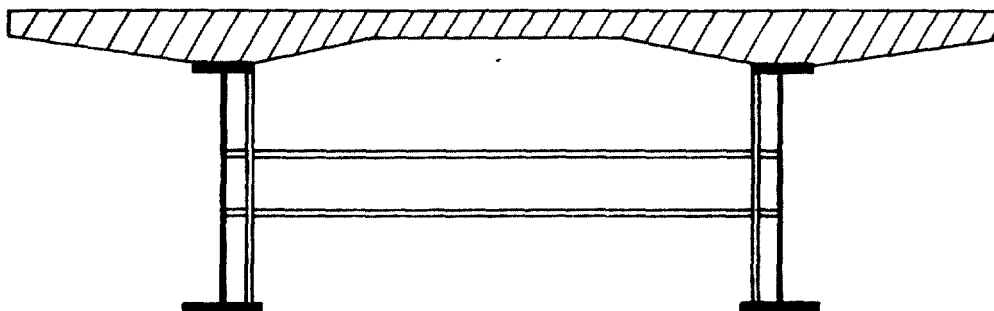
Profil en travers en toit



Profil en travers à dévers unique



Pour ces ouvrages, les conditions de mise en oeuvre du coffrage (mobile par exemple) et la variation de l'épaisseur de la semelle supérieure vers l'intérieur de la poutre peuvent permettre de supprimer le renformis.

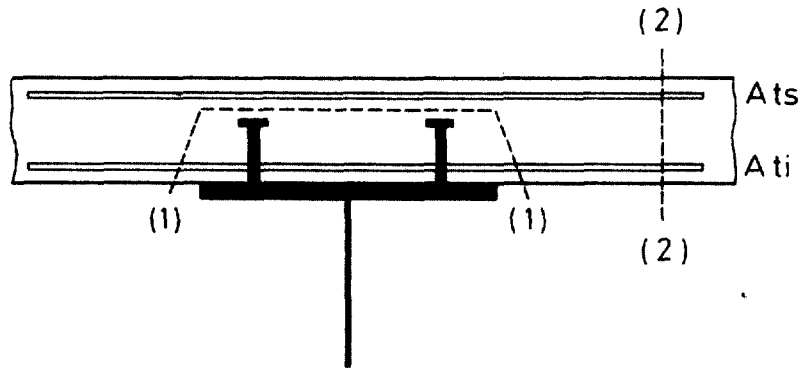


La dalle ne reposant que sur les poutres, les armatures principales sont transversales. Cependant dans les zones de moment négatif, le pourcentage minimal d'armatures longitudinales est de 1 % (article 17.1 du règlement de calcul des ponts mixtes).

1.4.6 - 3 - Sollicitations de cisaillement

Les sections d'armatures transversales à vérifier vis-à-vis des sollicitations de cisaillement dépendent de la présence d'armatures de couture (ces sections sont définies à l'article 24 du règlement de calcul des ponts mixtes).

a - absence d'armatures de couture



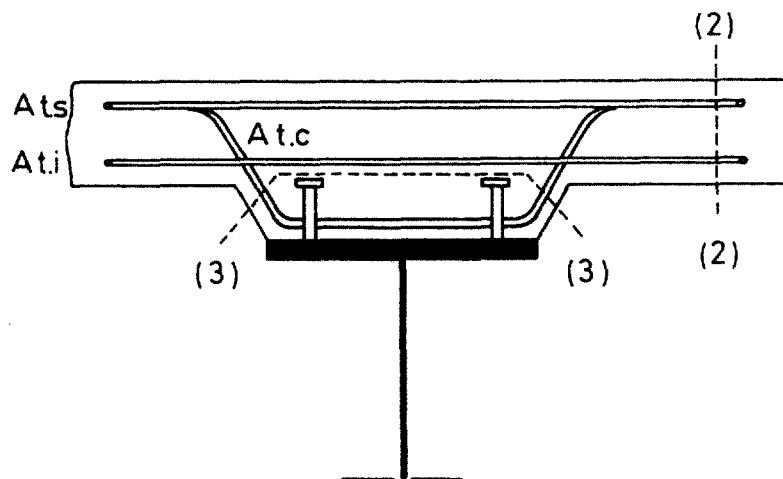
soit A_{ts} : section d'armatures transversales en nappe supérieure
 A_{ti} : section d'armatures transversales en nappe inférieure

On vérifie les sections (1)(1) = $2 \cdot A_{ti}$ et (2)(2) = $A_{ts} + A_{ti}$

b - présence d'armatures de couture

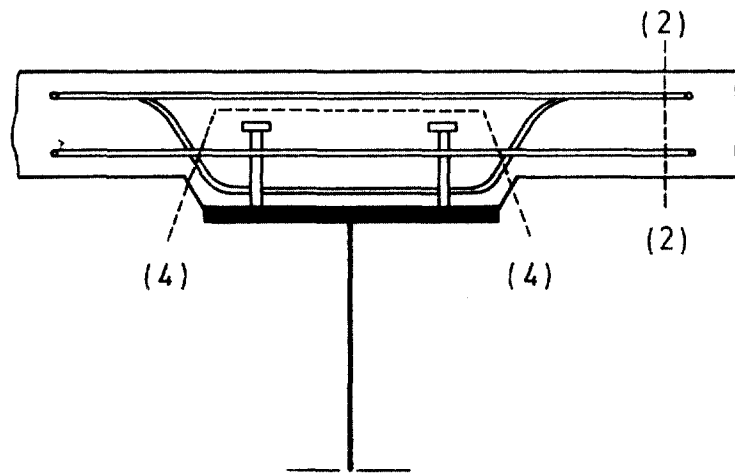
Soit A_{tc} : section d'armatures transversales de couture

Cas 1



On vérifie la section (2)(2) et la section (3)(3) = $2 \cdot A_{tc}$.

Cas 2



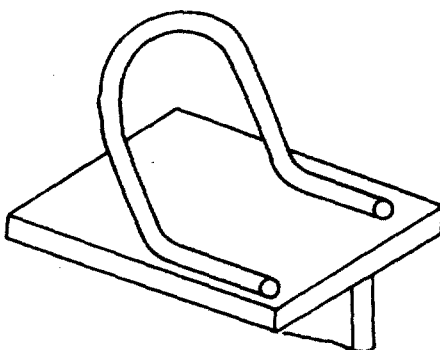
On vérifie (2)(2) et (4)(4) = 2 A_{tc} + 2 A_{ti}

I.4.7 - CONNECTEURS

Les connecteurs sont les organes qui assurent la liaison entre l'ossature métallique et la dalle, empêchant le glissement et le soulèvement de celle-ci.

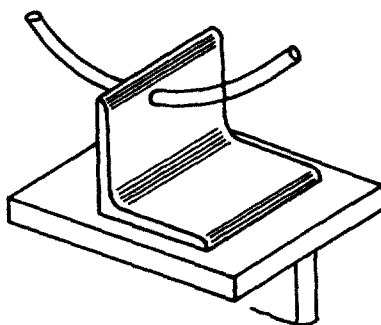
I.4.7 - 1 - Les différents types de connecteurs

Arceaux



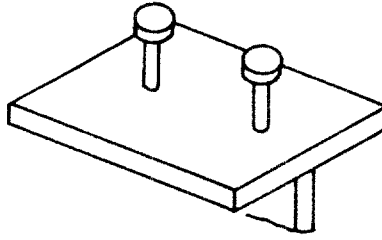
Ils sont généralement constitués par des armatures en forme de boucle, de section ronde ou carrée en acier E 28-3, soudées sur la membrure supérieure de la poutre, et inclinées à 45°.

Cornières



Ce sont généralement des profilés à ailes égales et coins arrondis, soudés sur la membrure supérieure de la poutre. L'aile verticale est percée d'un ou deux trous pour permettre le passage d'épingles s'opposant au soulèvement du béton.

Goujons



Un goujon est constitué d'une tige cylindrique de faible diamètre, sou-
dée sur la membrure supérieure de la poutre, et d'une tête.

La résistance individuelle d'un goujon est inférieure à celle des au-
tres types de connecteurs. Il en faut donc un plus grand nombre, mais leur mise
en oeuvre est très rapide.

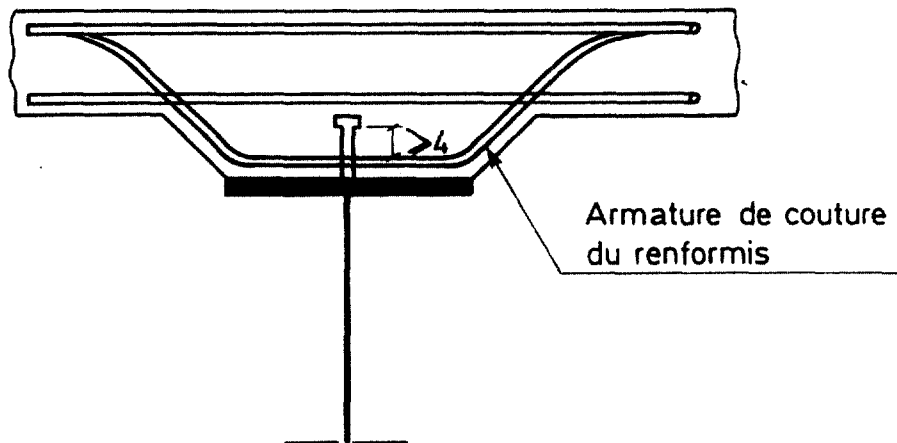
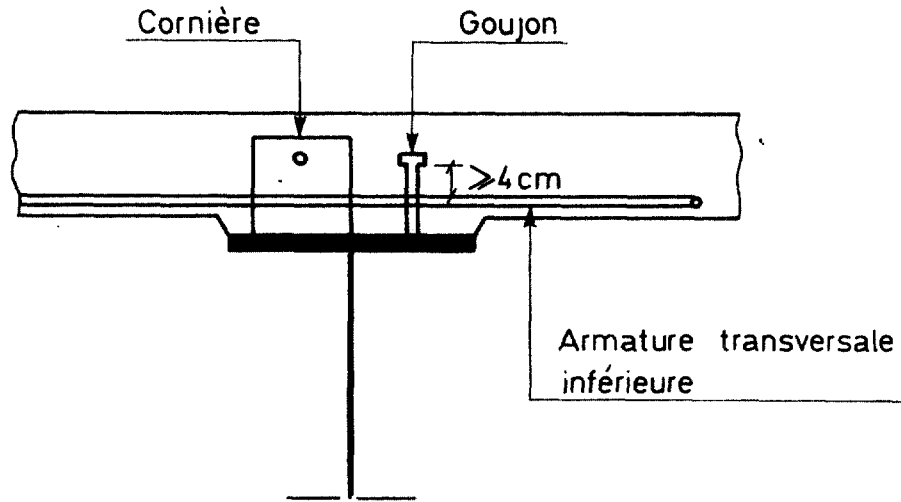
1.4.7 - 2 - Dispositions constructives

Les connecteurs ont pour fonction principale de résister aux efforts de
glissement entre la dalle et la poutre métallique. Il sont aussi conçus pour ré-
sister à des efforts de séparation de la dalle (soulèvement de la dalle par rap-
port à la membrure supérieure des poutres). Ces derniers efforts peuvent provenir
notamment :

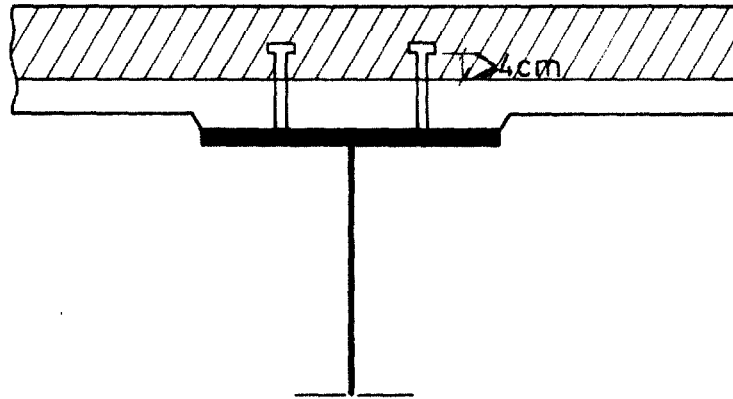
- de la transmission des moments d'encastrement des montants des cadres d'entre-
toisement (voir II, 4, 3),
- de la déformation d'effort tranchant des poutres métalliques,
- de la flexion différentielle des 2 poutres.

(a) Fonction anti-soulèvement -

- la hauteur du connecteur doit être d'au moins 10 cm,
- la distance entre la face inférieure du dispositif anti-soulèvement (tête de
goujon, filant de la cornière ...) et la face supérieure de la nappe d'armatures
transversales inférieures ou des armatures de couture du renformis doit être su-
périeur à 4 cm.

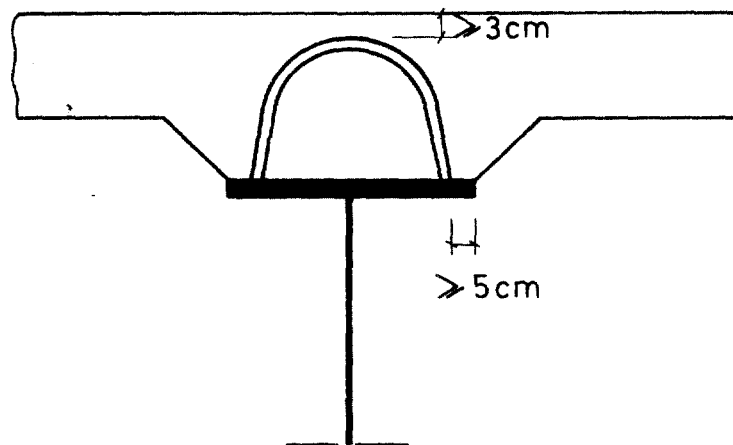


- Dans les zones de moment positif où il n'existe pas de cadre de couture au droit des connecteurs, la face inférieure du dispositif anti-soulèvement doit pénétrer d'au moins 4 cm dans le béton qui serait comprimé si la poutre était sollicitée à son moment résistant ultime.



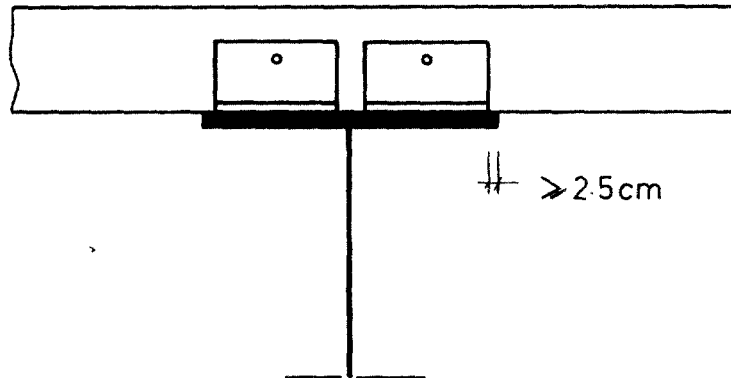
zone de béton comprimé à l'E.L.U.

(b) conditions d'enrobage du connecteur

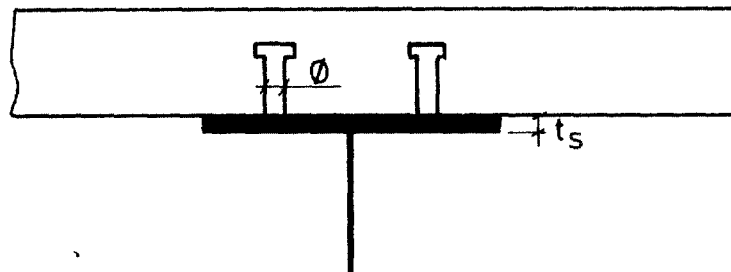


(c) conditions de résistance à la fatigue.

* distance entre le bord de la membrure et le bord du connecteur.



* épaisseur de la membrure



Dans le cas des goujons :

$\emptyset \ll 1,5 t_s$ si la membrure est tendue

$\emptyset \ll 2,5 t_s$ dans les autres cas

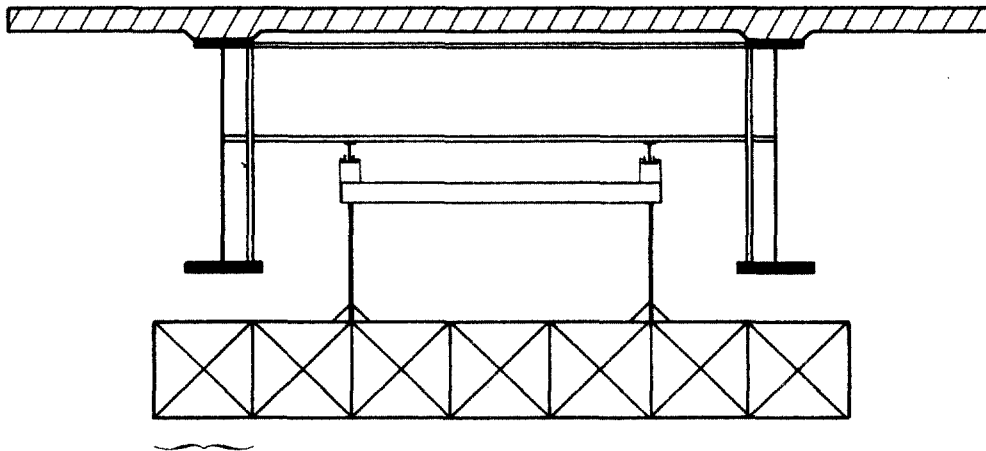
Pour les autres types de connecteurs, l'épaisseur de la membrure doit être suffisante pour permettre un soudage correct et un transfert de charge correct du connecteur à la membrure sans rupture locale ni déformations excessives.

(d) espacement maximal des connecteurs

L'espacement longitudinal des connecteurs en cornières ou en arceaux ne doit pas excéder 80 cm ni 4 fois l'épaisseur de la dalle. (Ces règles peuvent être assouplies pour les dalles préfabriquées).

I.4.8 - DISPOSITIFS DE VISITE

I.4.8 - 1 - Ouvrage à pièces de pont



Partie télescopique pour passer
au droit des piles

Dans le cas où l'on prévoit une passerelle mobile, on disposera deux rails boulonnés sous la pièce de pont (IPE ou HEA de l'ordre de 200 à 300).

Lorsque l'ouvrage comporte plusieurs travées, on s'efforcera de concevoir une passerelle qui permette un cheminement continu au droit des appuis intermédiaires.

I.4.8 - 2 - Ouvrage à entretoises

Les entretoises étant plus espacées que les pièces de pont, les dimensions des rails à fixer pour accrocher la passerelle de visite deviennent importantes si l'on ne dispose pas d'appuis intermédiaires.

On peut alors fixer les rails à des points d'appui intermédiaires sous la dalle.

I.4.9 - DISPOSITIFS DE MONTAGE

Ces dispositifs pourront être démontés ou laissés en place ; dans ce dernier cas, ils seront peints, exécutés et assemblés suivant les mêmes règles que les autres éléments de l'ossature.

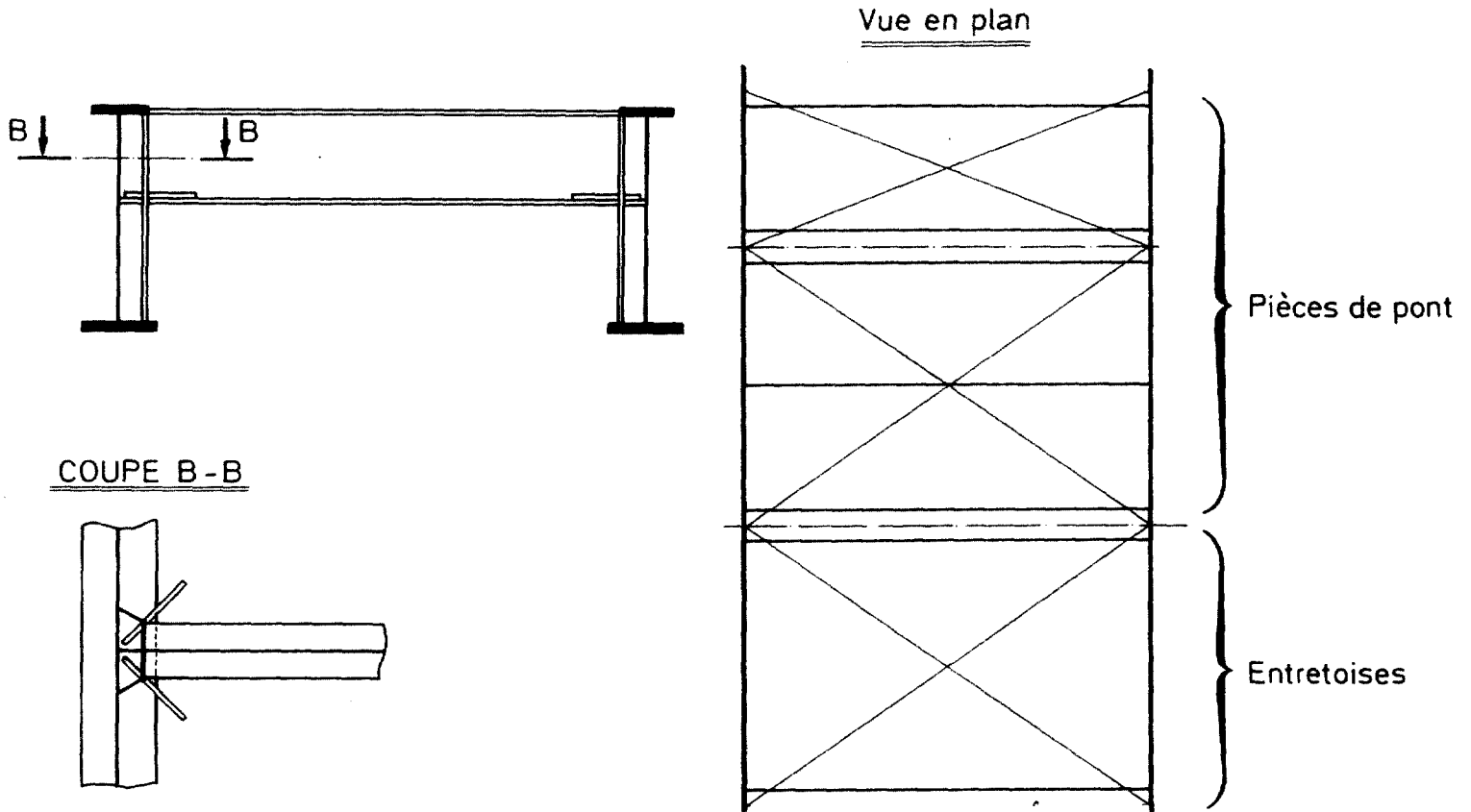
I.4.9 - 1 - Contreventement horizontal

Un contreventement horizontal est généralement nécessaire en phase de construction de l'ouvrage :

- lors du lançage,
- lors du bétonnage.

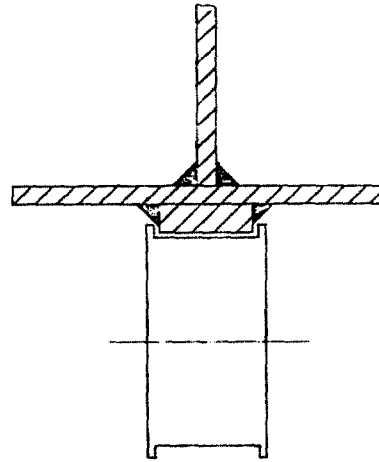
Alors que le vent à considérer pour le bétonnage est le vent réglementaire de $1\ 000\ \text{N/m}^2$ ou $1\ 250\ \text{N/m}^2$ (cf. titre II du fascicule 61), on peut admettre la prise en compte d'un vent plus faible pour le lancement si celui-ci est effectué sous couverture météo et en tenant compte des conditions particulières éventuelles du site.

Le contreventement est assuré par des barres disposées en croix de Saint-André. En général, ces barres sont très élancées et, dans les calculs, on admet qu'il y a flambement de la diagonale comprimée et on ne tient compte alors que des diagonales tendues.



La dalle en béton armé assure le contreventement horizontal en phase de service.

I.4.9 - 2 - Rail de lancement



Lorsqu'il y a un rail de lancement et que celui-ci est soudé, il sera laissé en place, la nuance de l'acier et la qualité des soudures seront identiques à celles requises pour le reste de la structure.

1.5 - MATERIAUX

Les prescriptions relatives aux aciers sont définies dans le fascicule 4, titre III (décret 75-777 du 24 juillet 1975). La règle générale est le renvoi aux normes (celles-ci ont été révisées depuis la publication du fascicule). Initialement limité aux aciers relevant des normes NF A 35-501 "Aciers de construction d'usage général" et NF A 36-201 "Tôles en acier à haute limite d'élasticité pour constructions soudées", le champ d'application du fascicule 4, titre III s'est élargi à des aciers relevant d'autres normes postérieurement enregistrées, telles que la norme NF A 35-502 "aciers de construction à résistance améliorée à la corrosion atmosphérique" (dits "aciers autopatinables").

Les poutres principales, les raidisseurs longitudinaux et les montants d'appui sont en général en acier E 36-4 (pour les épaisseurs inférieures ou égales à 30 mm) ou E 355-R (pour les épaisseurs supérieures à 30 mm). Les mêmes aciers sont utilisés le plus souvent pour les pièces secondaires mais des aciers E 24 ou E 28 de qualité 3 peuvent être acceptés.

Rappelons qu'on ne doit utiliser comme aciers de qualité 4 et comme aciers à haute limite d'élasticité que des aciers ayant fait l'objet d'un agrément de la part de la commission interministérielle permanente d'agrément et de contrôle des aciers soudables. De plus, l'utilisation des aciers autopatinables est soumise à des restrictions d'emploi (circulaire de la Direction des Routes en date du 26 septembre 1985).

Les boulons à serrage contrôlé, dont l'utilisation est peu fréquente maintenant, font l'objet du fascicule 4, titre IV qui en précise les caractéristiques et les modalités de réception, en faisant référence aux normes.

II - JUSTIFICATIONS A FOURNIR

II.1 - TRANSPORT

Les conditions de gabarits routiers, maritimes ou fluviaux, déterminent les dimensions maximales des éléments transportés : on se reportera au Bulletin technique n° 8 de la DOA du SETRA "Montage des ponts métalliques".

Selon les caractéristiques géométriques de l'ouvrage et l'itinéraire du convoi, on pourra transporter les deux poutres ensemble ou non.

Dans le cas d'un ouvrage à entretoises, il est parfois possible de transporter les deux poutres entretoisées, alors que dans le cas d'un ouvrage à pièces de pont, plus large, on est amené à transporter les poutres séparément.

Dans tous les cas, on devra veiller à caler correctement les pièces.

De plus, dans le cas d'éléments longs, s'ils sont transportés sur deux boggies séparés, on devra vérifier dans ce cas la résistance de la structure sous l'effet de son poids propre. Les effets dynamiques et un parcours long peuvent engendrer des phénomènes de fatigue et il est recommandé d'examiner la structure à l'arrivée.

II.2 - MONTAGE

Nous ne traiterons que le montage à la grue et par lancement. Les vérifications concernent :

- l'équilibre statique de la structure,
- sa résistance,
- les instabilités de forme des différents éléments.

II.2.1 - EQUILIBRE STATIQUE

Dans toutes les phases de montage, la stabilité de la structure devra être assurée.

Pour le lancement, dans le cas où des accidents de personnes ne sont pas à craindre, on pourra adopter la combinaison d'actions suivante :

$$1,05 G_2 + 0,95 G_1 + 1,2 Q_2 + 0,8 Q_1$$

avec :

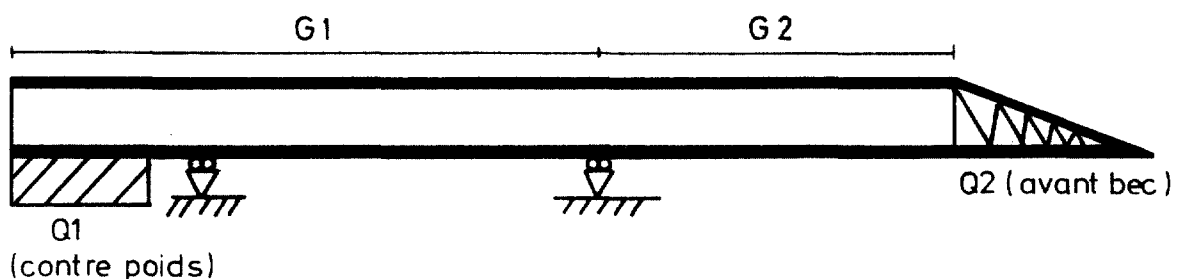
- G_1 : actions permanentes y compris la fraction de poids propre, favorables à l'équilibre,
- G_2 : actions permanentes y compris la fraction de poids propre, défavorables à l'équilibre
- Q_1 : fraction des charges de montage favorables à l'équilibre
- Q_2 : fraction des charges de montage défavorables à l'équilibre.

Dans les autres cas (voie franchie restant en circulation pendant le lancement, conséquences économiques importantes d'une perte d'équilibre...), il conviendra d'adapter à chaque cas particulier les valeurs des coefficients partiels de sécurité.

Dans tous les cas, on prendra en compte en plus une erreur de positionnement du tablier de 1 m.

Les charges Q_1 et Q_2 (par exemple : contrepoids, avant-bec, arrière-bec ...) sont connues avec moins de précision que G_1 et G_2 ; elles sont donc affectées de coefficients plus forts.

Exemple :

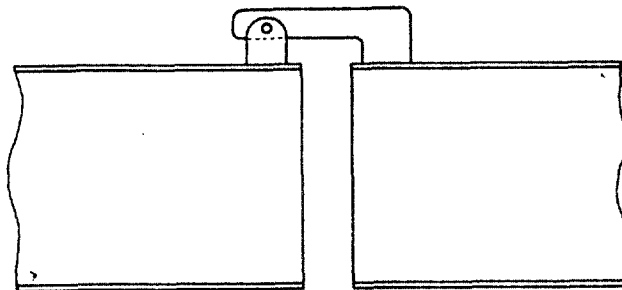
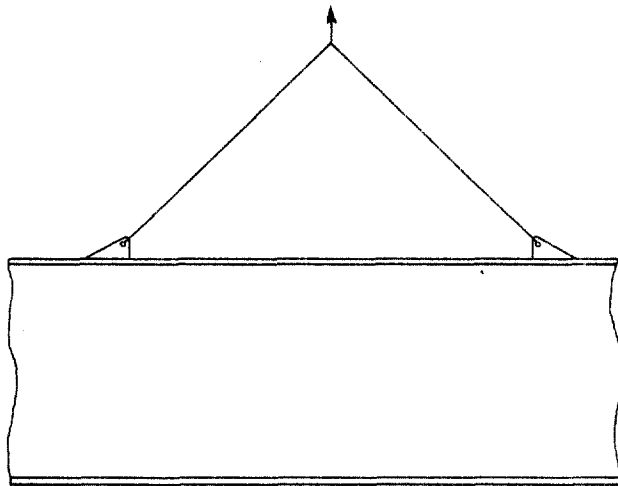


ii;ê;ê - RESISTANCE

II.2.2 - 1 - Montage à la grue

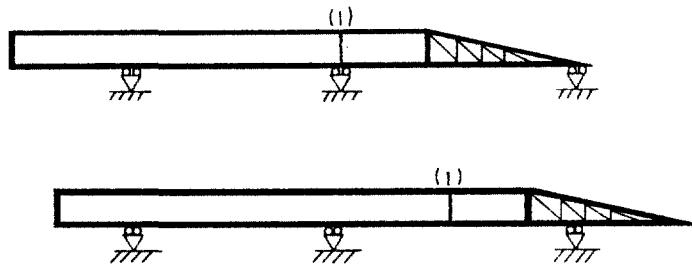
On vérifiera :

- la résistance de la structure,
- la résistance des accessoires provisoires (oreilles, clames ...)

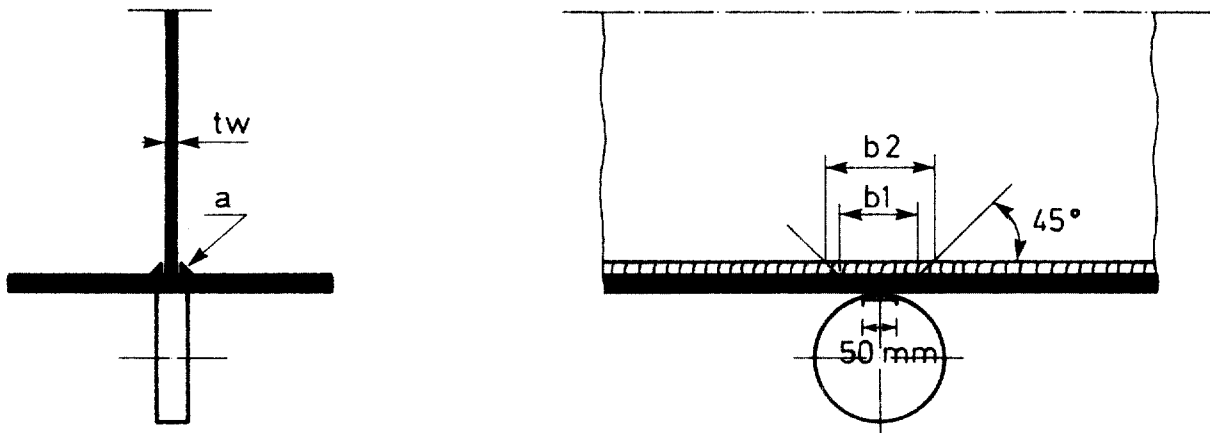


II.2.2 - 2 - Lancement

- On vérifiera la résistance de l'ossature à chaque phase du lancement. Certaines sections sont dimensionnées à ce stade de la vie de l'ouvrage. (Voir aussi II.4.3)



- Efforts particuliers pendant le lancement :
 . Soudures âme-semelle



La réaction R sur chaque galet étant calculée à l'état limite ultime en considérant le poids propre du tablier comme une action permanente, on doit vérifier :

$$\sigma_1 = \frac{R}{2ab_1} \leq \frac{2}{3} \sigma_e$$

On peut considérer qu'une partie de l'effort R est transmis directement par contact avec l'âme sans solliciter les cordons de soudure si l'on justifie d'un placage effectif de l'âme contre la semelle.

. Plastification de l'âme

On doit vérifier :
$$\sigma = \frac{R}{b_2 t_w} \leq \sigma_e$$

Les piles et palées provisoires sont soumises :

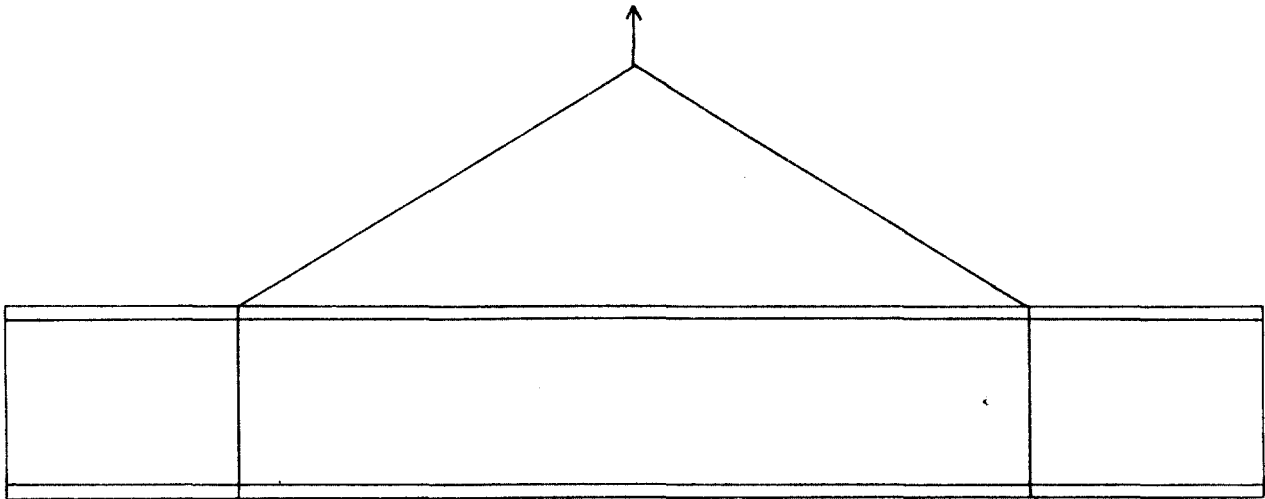
- à un effort vertical de compression dû au poids de la structure,
- à un effort horizontal longitudinal dû au frottement des galets et à la pente des membrures au-dessus des galets longitudinaux,
- à un effort horizontal transversal dû au vent.

On devra vérifier la résistance du tablier avec son contreventement, des appuis définitifs et provisoires, et de tous les appareils de lancement (avant et arrière-becs, chaises à galets et leurs supports, câbles et leurs attaches ...)

II.2.3 - INSTABILITES DE FORME

II.2.3 - 1 - Montage à la grue

Dans le cas où les poutres sont montées séparément, une vérification au déversement doit être faite.



II.2.3 - 2 - Lancement

On vérifiera notamment les points suivants :

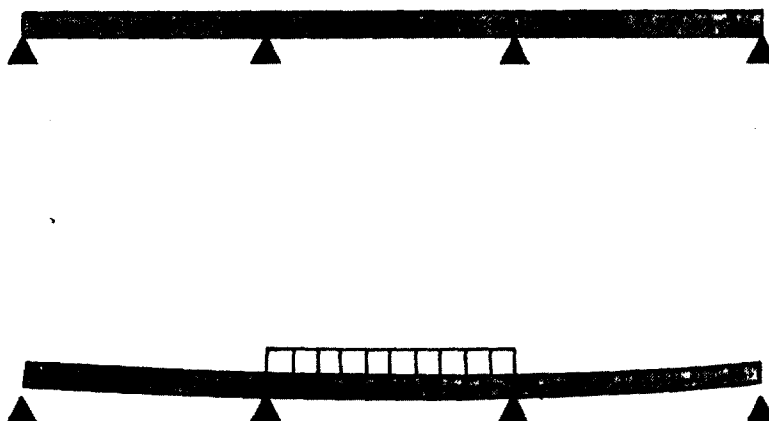
- flambement des diagonales de contreventement, si les diagonales comprimées sont prises en compte,
- déversement des poutres principales (flambement latéral des semelles comprimées),
- voilement des semelles comprimées (si l'élanement b/t est supérieur à 30),
- voilement des âmes au droit des chaises à galets.

II.3 - BETONNAGE

Lors du bétonnage, les vérifications à faire sont de même nature que lors du montage.

II.3.1 - EQUILIBRE STATIQUE

On devra vérifier que le schéma statique n'est pas modifié par le bétonnage.



Dans le cas représenté ci-dessus, il est toujours possible de disposer des appareils d'appui anti-soulèvement qui permettront de conserver le schéma statique initial.

II.3.2 - RESISTANCE

- la résistance de la structure devra être vérifiée à chaque phase de bétonnage, en considérant les parties de la dalle déjà durcies comme résistances, et la partie en cours de bétonnage comme poids propre,
- lorsque les coffrages sont accrochées aux poutres principales, ils créent des efforts parasites dans les entretoises et dans les poutres (flexion transversale des semelles), (voir II.4.3)
- justification des palées provisoires.

II.3.3 - INSTABILITES DE FORME

- déversement des pièces de pont,
- déversement des poutres principales, qu'on peut traiter en général comme un flambement latéral de la membrure comprimée.

II.4 - OUVRAGE EN EXPLOITATION

II.4.1 - POUTRES PRINCIPALES

Le programme OMC fait les calculs de résistance en tenant compte des phases de bétonnage. Il ne traite pas les risques d'instabilité de forme, en particulier :

- le voilement des âmes,
- le déversement.

Dans le cas particulier d'un ouvrage biais :

- si le biais est supérieur à 75 grades, on considèrera l'ouvrage droit pour un calcul OMC,
- si le biais est inférieur à 75 grades, il faudra recourir à une autre modélisation de la structure (programme à barres STRUDL par exemple),
- si l'ouvrage est courbe, des indications seront fournies par le gestionnaire du programme.

II.4.2 - DALLE

Le programme OMC fait seulement les calculs de flexion générale. Le calcul de la flexion locale de la dalle doit être traité séparément.

L'article 1 du règlement de calcul des ponts mixtes précise en commentaires :

"Dans les cas courants, on peut ne pas cumuler les sollicitations correspondant à chacune de ces deux vérifications qui sont alors conduites indépendamment l'une de l'autre".

II.4.3 - CADRES D'ENTRETOISEMENT

Les cadres d'entretoisement sont constitués de l'entretoise - ou de la pièce de pont -, des deux montants verticaux et d'une partie de la dalle.

Ces éléments transversaux remplissent plusieurs fonctions :

(Nous rappelons à ce propos celles qui concernent le montage et le bétonnage).

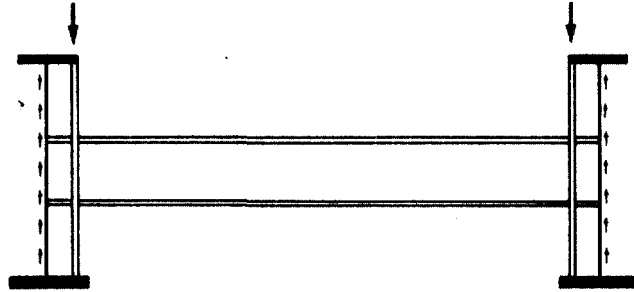
1) Au cours du montage de l'ouvrage :



En l'absence de dalle, nous avons vu, qu'en général, un contreventement horizontal devait être disposé pour reporter les efforts dûs au vent au niveau des appuis transversaux.

Le vent agissant sur toute la hauteur du tablier, les entretoises - ou pièces de pont - et les montants transmettent ces efforts horizontaux, d'abord au niveau du contreventement horizontal, puis au niveau des membrures inférieures qui est celui des appuis transversaux.

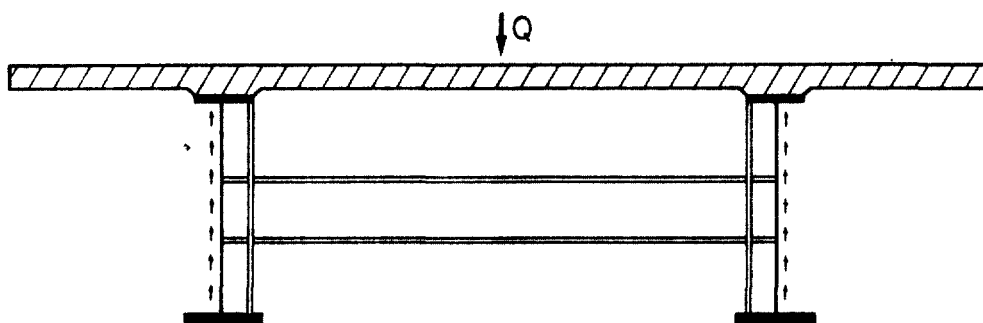
2) Au cours du bétonnage



Le cadre doit reprendre les efforts dûs au poids du béton mou selon le mode de fixation du coffrage à l'ossature.

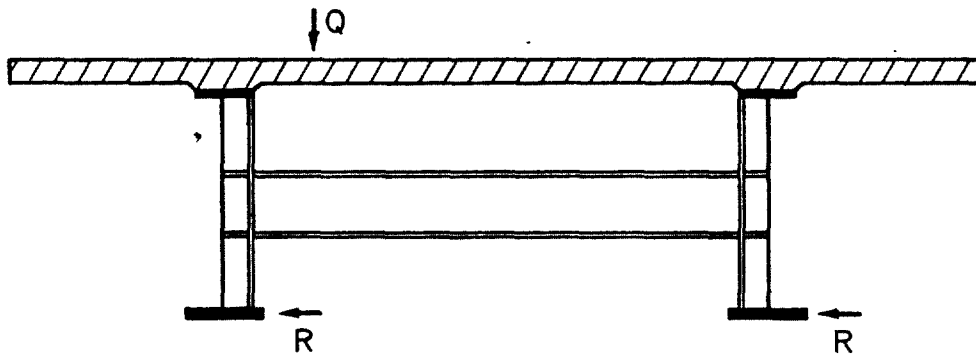
3) En exploitation

- les cadres ont toujours un rôle de contreventement vertical, le contreventement horizontal étant cette fois-ci assuré par la dalle,
- dans le cas des charges centrées, les cadres d'entretoisement sont soumis aux efforts provenant de l'encastrement de la dalle.

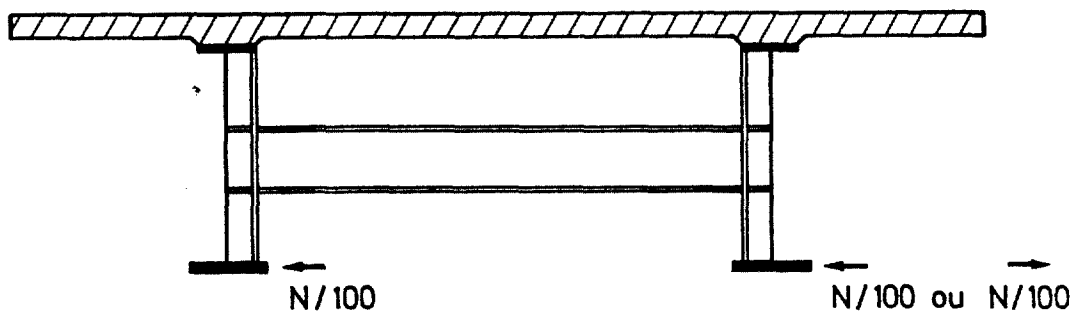


Il conviendra par ailleurs de vérifier que la connexion est capable de transmettre le moment d'encastrement des montants sur la dalle.

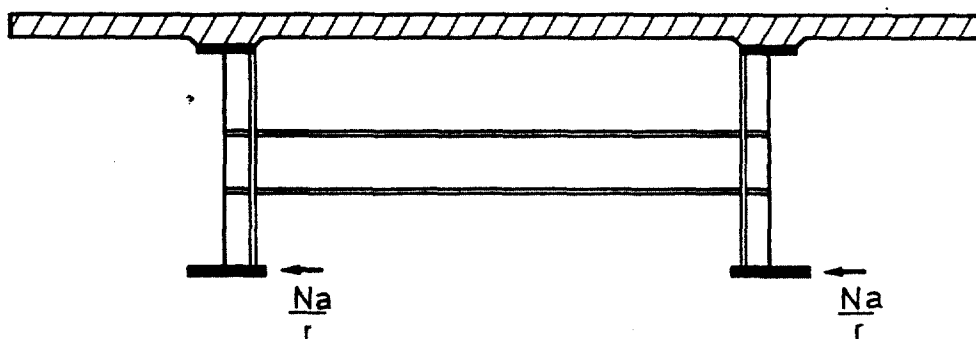
- dans le cas de charges excentrées, ces cadres empêchent aussi la déformation de la section transversale.



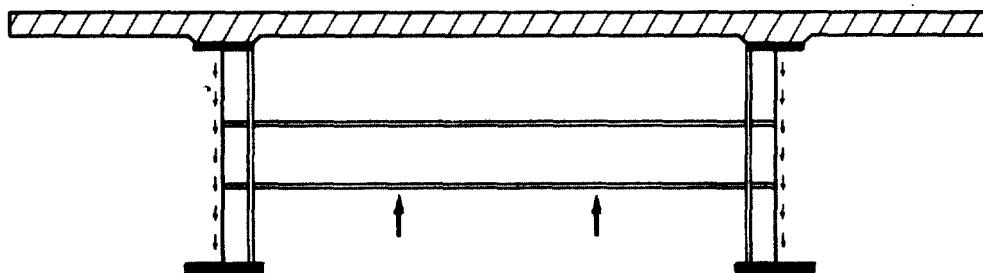
- dans les zones de moment négatif, pour s'opposer efficacement au flambement de la membrure comprimée, ces cadres doivent reprendre un effort $N/100$ appliqué aux membrures inférieures des poutres, N étant l'effort normal agissant dans chacune des membrures inférieures.



- dans le cas d'un pont courbe, ces cadres doivent reprendre un effort $\frac{Na}{r}$ appliqué aux membrures inférieures des poutres, N étant l'effort normal agissant dans chaque membrure inférieure, r le rayon de courbure du pont, a la distance entre entretoises.



- en cas de vérinage au droit des entretoises, celles-ci doivent pouvoir transmettre les réactions d'appui au droit des âmes des poutres,



- le retrait transversal de la dalle donne aussi des efforts dans les cadres d'entretoisement.

II.4.4 - RAIDISSEURS

Les problèmes de raidissage ne concernent en pratique que les âmes fléchies et cisillées dont les élancements h_w/t_w sont supérieurs à 60.

II.4.4 - 1 - Les raidisseurs verticaux

Le raidissage vertical est, en général, assuré par les montants verticaux des cadres d'entretoisement. Le cas échéant, des raidisseurs verticaux peuvent être disposés entre ces cadres.

La fonction de ces raidisseurs est triple :

- 1 - ils constituent les bords verticaux des panneaux élémentaires d'âme, ces panneaux étant considérés comme simplement appuyés sur les raidisseurs,
- 2 - ils assurent un fonctionnement en treillis de l'âme quand l'effort tranchant dépasse l'effort tranchant critique,
- 3 - ils constituent les points d'appui des raidisseurs longitudinaux comprimés, si ceux-ci sont pris en compte dans la flexion générale.

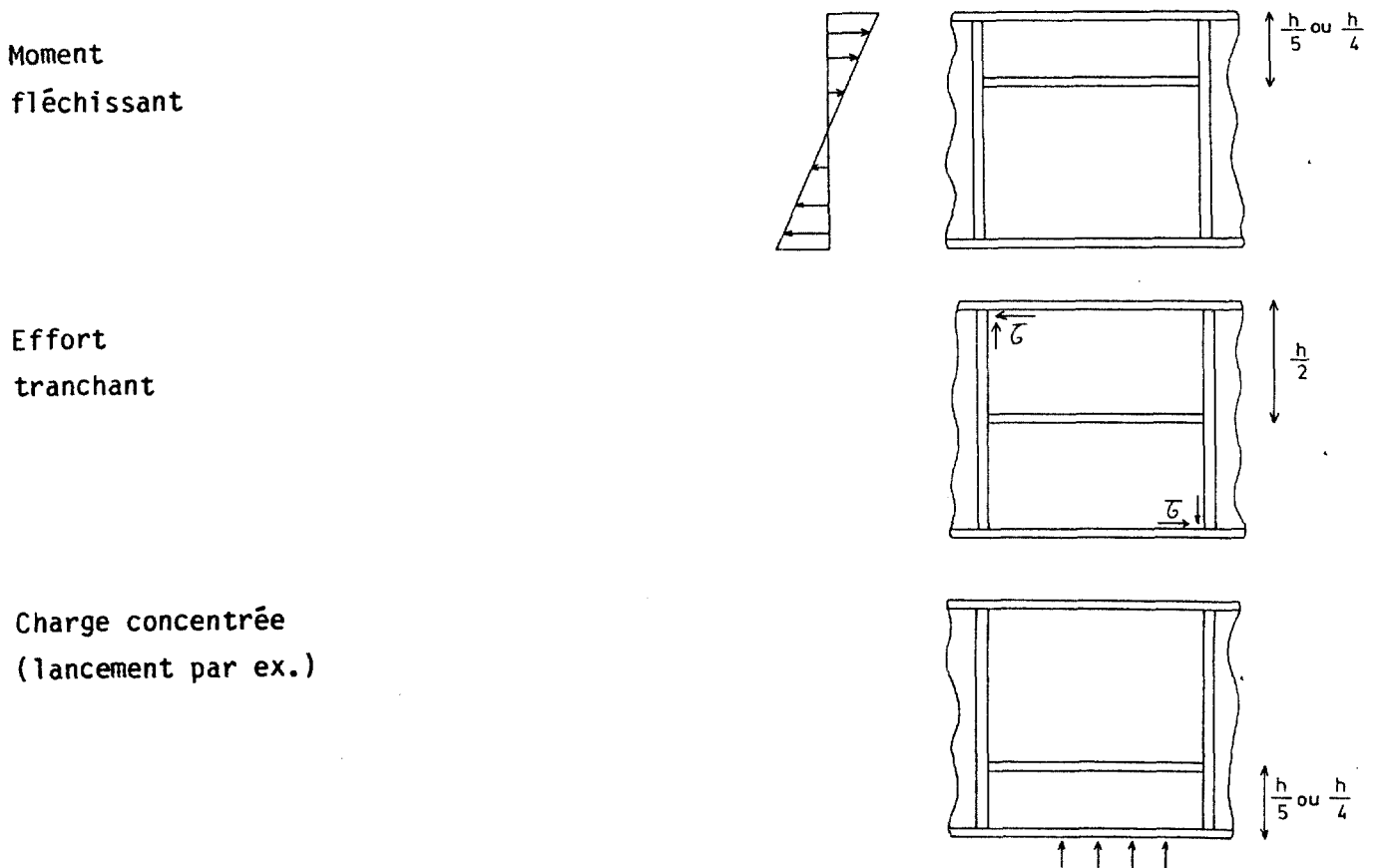
Ces différentes fonctions imposent deux vérifications réglementaires :

- . une condition de rigidité,
- . une condition de résistance.

II.4.4 - 2 - Les raidisseurs longitudinaux

Ces raidisseurs constituent avec les semelles des poutres les lignes d'appuis horizontales des panneaux élémentaires. Pour des raisons d'économie et aussi pour garantir un meilleur comportement en état-limite ultime, il est préférable d'adopter un raidissage rigide, c'est-à-dire de dimensionner la section et l'inertie des raidisseurs de telle sorte qu'ils constituent des lignes nodales de la déformée et que le panneau élémentaire limité par les raidisseurs verticaux et horizontaux (ou les membrures des poutres) voile avant le panneau global limité par les raidisseurs verticaux et les membrures.

Les dispositions préférentielles de ces raidisseurs selon les efforts appliqués au panneau global sont indiquées dans les figures ci-après :



II.4.5 - CONNECTEURS

Le programme OMC fournit les valeurs du glissement à la surface de contact poutre métallique - dalle de béton en état-limite de service ainsi que les amplitudes de variation du glissement sous l'effet de la charge réglementaire de fatigue. Il ne donne pas les valeurs du glissement à l'état-limite ultime et l'effort de glissement dû au retrait en état limite de service.

Les justifications à faire font l'objet des articles 29 à 32 du règlement de calcul des ponts mixtes.

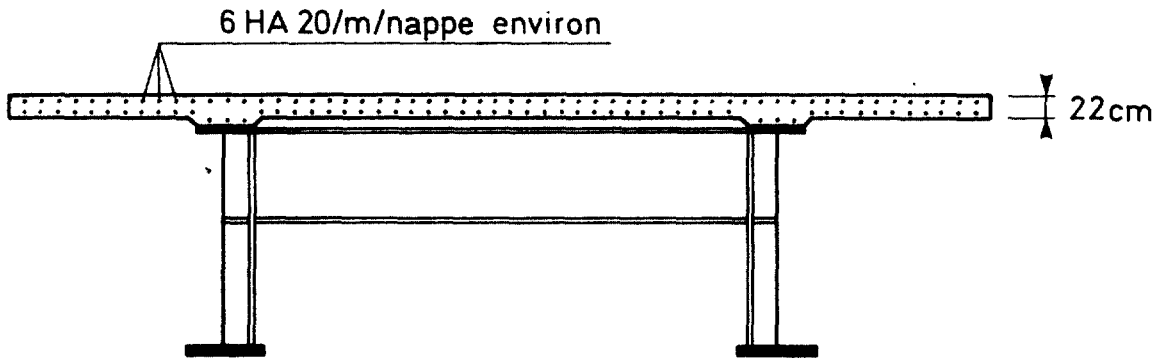
III - PREDIMENSIONNEMENT

L'objet de ce chapitre est de donner des valeurs indicatives des principales dimensions des éléments de structure, en vue d'un calcul automatique OMC. Ce programme étant un programme de vérifications, le projeteur, qui en est au stade du prédimensionnement, devra prévoir de le passer au moins deux fois. Les sollicitations variant avec l'inertie, il est clair que l'on aura intérêt à concevoir, dès le premier passage, des sections proches des sections définitives.

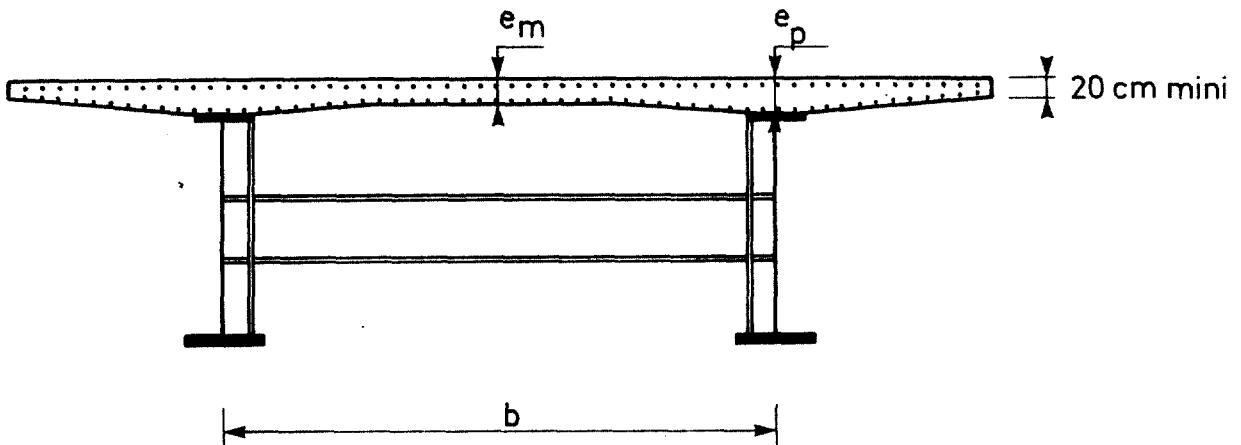
III.1 - DALLE

Nous indiquons ci-dessous un ordre de grandeur de l'épaisseur de la dalle et du pourcentage d'aciers passifs longitudinaux, nécessaires pour le calcul CMC.

III.1.1 - CAS DES OUVRAGES À PIÈCES DE PONT



III.1.2 - CAS DES OUVRAGES À ENTRETOISES



Épaisseur de la dalle :

b	e_m cm	e_p cm	épaisseur constante
5 m	24	28	25
6,00 m	25	30	27

Ces valeurs ne sont données qu'à titre indicatif pour servir de base à un prédimensionnement ; les facteurs qui interviennent dans le choix d'une épaisseur sont en effet nombreux :

- largeur des encorbellements
- présence de trottoirs ou de superstructures lourdes (corniche, caniveaux ...)
- nature des charges (charges militaires, convois lourds exceptionnels, engins de chantier ...)

. Pourcentage d'aciers passifs :

	nappe supérieure	nappe inférieure
$M < 0$	2/3 de 1 %	1/3 de 1 %
$M > 0$	2/3 de 0,5 %	1/3 de 0,5 %

Les pourcentages indiqués pour les zones de moment négatif correspondent aux valeurs minimales fixées par le règlement de calcul des ponts mixtes. Les pourcentages indiqués pour les zones de moment positif sont des ordres de grandeur donnés à titre indicatif.

III.2 - POUTRES PRINCIPALES

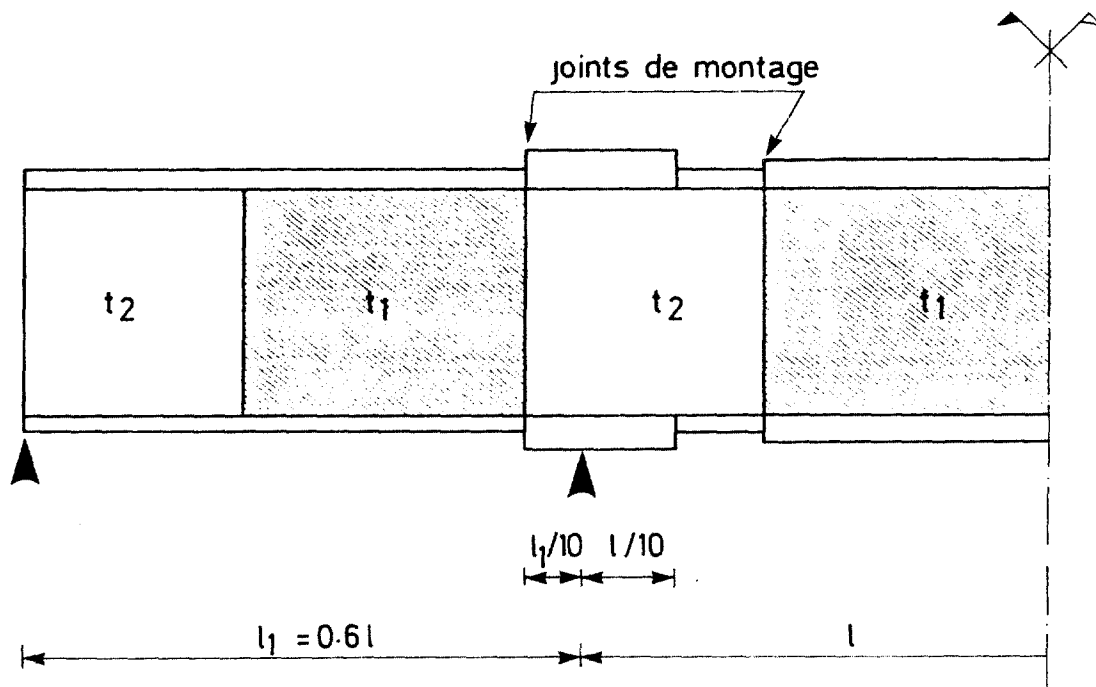
III.2.1 - COUPE LONGITUDINALE

L'âme et les membrures sont constituées de tronçons successifs d'épaisseurs différentes (en général deux ou trois épaisseurs différentes pour l'âme, deux à quatre épaisseurs différentes suivant la portée pour chaque membrure)

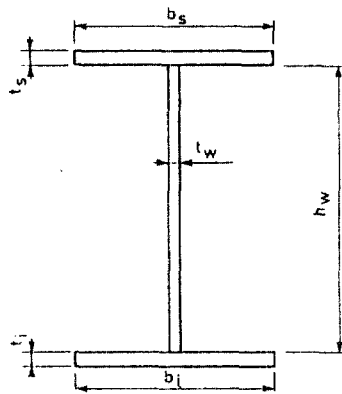
Les changements d'épaisseur se font en général dans la même section. Afin de limiter le nombre des soudures, on les fait correspondre à des points de montage (voir I.4.1).

La longueur minimale des tronçons à assembler est de l'ordre de 5 mètres. Leur longueur moyenne est de l'ordre de 20 mètres.

Exemple :



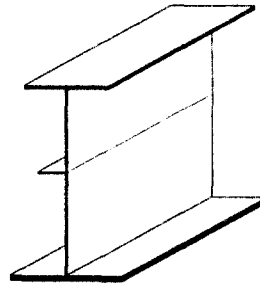
III.2.2 - COUPE TRANSVERSALE



Ame :

L'épaisseur de l'âme dépend :

- de l'usinage (difficultés d'usinage si l'âme est trop mince),
- des phénomènes de voilement (nombre de raidisseurs),
- de l'esthétique (déformations des âmes au niveau des raidisseurs visibles de l'extérieur).



Ces conditions conduisent à une épaisseur minimale de l'âme :

$$t_w \gg 0,005 h_w$$

$$\frac{V}{h_w t_w} \ll 100 \text{ N/mm}^2 \text{ en état limite de service}$$

$$t_w \gg 12 \text{ mm pour les âmes raidies longitudinalement des poutres principales}$$

(valeurs données à titre indicatif)

Semelles :

Les semelles sont déterminées par les efforts au lancement, au bétonnage et en exploitation par des conditions :

- de résistance,
- d'instabilité.

Les conditions d'usinage et de voilement local conduisent en général à

- $400 \text{ mm} \ll b \ll 1\,300 \text{ mm}$
- $b/t \ll 30$ pour de l'acier E 36 ou E 355 (article 18-3 du titre V - fascicule 61).

A titre indicatif, pour un ouvrage continu, d'élanement courant et de largeur moyenne 10 m, le tableau suivant donne les largeurs des semelles en fonction de la plus grande portée.

portée	largeur de la semelle sup.	largeur de la semelle inf.
< 30	400	500
30 à 50	500	500 - 700
50 à 70	600	800
70 à 85	700	900
85 à 100	800	1 000

Au stade du prédimensionnement, on peut considérer que le poids d'acier de l'ossature se répartit à peu près de la façon suivante :

- membrures inférieures : 40 %
- membrures supérieures : 25 %
- âme : 20 %
- divers : 15 % (valeur moyenne : la valeur réelle dépend du choix "pièces de pont" ou "entretoises")

III.3 - PIECES DE PONT

Les données à introduire dans le programme OMC sont le poids et le nombre des pièces de pont.

Prédimensionnement

- l'espacement des pièces de pont est en général d'environ 4 Mètres,
- âme : épaisseur : 10 à 12 mm
hauteur : de l'ordre de 1/10ème à 1/15ème de la portée,
- membrures : largeur : 220 à 300 mm (déversement lors du bétonnage et fixation des connecteurs),
épaisseur : environ 20 mm.

Au stade de l'avant-projet détaillé les pièces de pont seront calculées en faisant participer la dalle : l'épaisseur de la semelle supérieure peut alors être un peu plus faible.

III.4 - ENTRETOISES

Les mêmes données que pour les pièces de pont sont nécessaires au programme OMC. Leur espacement varie de 6 à 10 mètres en fonction du risque de flambement latéral des membrures comprimées.

Au stade du prédimensionnement, on pourra prévoir un IPE 600.

IV - LE PROGRAMME DE CALCUL OMC

IV.1 - LES REGLEMENTS APPLIQUES

Les règlements appliqués sont ceux en vigueur actuellement (1985) soit notamment :

- l'Instruction provisoire sur les "Directives communes relatives au calcul des constructions" transmise par circulaire n° 71-145 du 13 décembre 1971,
- le fascicule 61 du CCTG, titre II (programmes de charges et épreuves des ponts-routes, approuvé par arrêté du 8 décembre 1980) et titre V (conception et calculs des ponts et constructions métalliques en acier, titre modifié et annexé à la circulaire n° 78-33 du 18 février 1978),
- l'instruction technique du 21 juillet 1981 relative au règlement de calcul des ponts mixtes acier-béton annexé à la circulaire n° 81-63 du 28 juillet 1981.

IV.2 - LE PROGRAMME OMC

IV.2.1 - DOMAINE D'EMPLOI

Le programme s'applique aux ponts-mixtes à travées indépendantes ou continues avec un nombre de travées continues limité à 9. Transversalement, le tablier peut comporter 2 à 7 poutres métalliques identiques, avec des entraxes constants le long de l'ouvrage. Ces mêmes poutres peuvent avoir une hauteur d'âme variable et leurs membrures inférieures et supérieures formées de 9 semelles au plus, au total.

Les caractéristiques fonctionnelles de la voie portée (emplacement et largeur de la chaussée, des bandes non chargées, des trottoirs ...) sont supposées constantes d'un bout à l'autre de l'ouvrage.

L'ouvrage est supposé de plus en alignement droit, ne présente pas de biais et repose sur des appuis simples (pas d'encastrement souple ou rigide sur appuis). Le programme peut cependant être utilisé pour des ouvrages légèrement biais et pour lesquels l'effet du biais peut être négligé (voir paragraphe I.1.5 ci-dessus) ou pour des ouvrages courbes et, dans ce cas, au prix de calculs manuels correctifs supplémentaires donnant les effets de la courbure.

IV.2.2 - PRINCIPE DE CALCUL

Le programme effectue le calcul de flexion longitudinale d'une poutre unique, chargée de la manière la plus défavorable après répartition transversale des charges selon la méthode de M. COURBON, établie pour des multipoutres entretoisées rigidement.

La participation du béton se fait en considérant le béton homogénéisé par rapport à l'acier, par l'intermédiaire de coefficients d'équivalence qui tiennent compte de façon simplifiée du phénomène de fluage.

Le calcul revient ainsi au calcul classique d'une poutre sur appuis simples, utilisant la méthode des foyers et la méthode des trapèzes pour les intégrations numériques. Pour une bonne précision du calcul, l'utilisateur ne choisira pas un nombre de sections d'études par travées inférieur à 7 ou 8.

IV.2.3 - EMPLOI NON STANDARD

La conception des multipoutres modernes qui conduit à une simplification de leur entretoisement (entretoises à âmes pleines au lieu d'entretoises en treillis avec des espacements plus importants), peut faire sortir des hypothèses

d'entretoises infiniment rigides de M. COURBON. Dans ce cas, l'utilisateur peut déterminer à l'avance la bonne répartition transversale des charges et l'introduire dans le programme au niveau des coefficients de prise en compte des charges.

Le programme peut aussi faire la vérification des poutres métalliques associées à une dalle orthotropes. Il peut faire le calcul d'un caisson en assimilant la moitié du caisson à une poutre reprenant pour tous les cas de chargement la moitié de la charge appliquée.

Pour tous ces emplois non standard, il est conseillé de se mettre en liaison avec le gestionnaire du programme.

IV.3 - LES RESULTATS

Les résultats fournis par le programme sont présentés en 4 parties :

IV.3,1 - OMC S

La première partie appelée OMC S (S pour sollicitation) donne les principaux résultats relatifs à la flexion longitudinale de la poutre étudiée, à savoir moments fléchissants - efforts tranchants - réactions d'appuis - déformations, suivant les différentes phases de calculs qui ont été considérées et qui peuvent être généralement :

- une phase étudiant la structure composée uniquement de l'ossature métallique,
- des phases de mise en place de coffrage, de coulage du béton,
- des phases de durcissement du béton, d'enlèvement de coffrage,
- des phases de dénivellation d'appui,
- une phase de mise en place des superstructures,
- une phase considérant les effets du retrait et de la température.

En outre, des phases d'application sur le tablier de charges diverses, réparties ou concentrées en construction ou en service peuvent être envisagées pour traiter par exemple des cas de chargements par engins de travaux en cours de construction ou des compléments de poids propre ...

Par ailleurs, OMC S donne les caractéristiques géométriques et mécaniques des sections d'étude de la poutre, ceci pour les différents coefficients d'équivalence introduits, détermine les coefficients de majoration dynamique à appliquer dans les différentes travées, les parts de charges d'exploitation à prendre en compte sur la poutre et les lignes d'influence de moment fléchissant, d'effort tranchant et de réaction d'appui vis-à-vis de ces mêmes charges.

Bien entendu, toutes les phases de calcul sont optionnelles et ne sont exécutées qu'à la demande de l'utilisateur qui conçoit ainsi lui-même le déroulement du calcul selon ses propres besoins.

IV.3.2 - OMC E

La 2ème partie des résultats appelée OMC E (E pour Enveloppes) fournit les valeurs enveloppes de moments fléchissants, d'efforts tranchants et de réactions d'appui sous charges d'exploitation pouvant comprendre :

a) les charges réglementaires suivantes du titre II, fascicule 65 :

- le système de charge A,
- le système de charge Bc,
- le convoi militaire du type M_c 120,
- la charge générale de 150 kg/m^2 sur les trottoirs,
- la charge exceptionnelle de type E,

b) des charges représentées par un groupement de charges concentrées (100 au plus) ou par deux charges réparties au plus. Celles-ci permettent la simulation des divers convois exceptionnels rencontrés.

IV.3,3 - OMC LS

La 3ème partie appelée OMC LS (LS pour Limite de Service) consiste notamment en une vérification de la poutre en état-limite de service. Sont donc calculées les contraintes normales dans diverses fibres de la poutre métallique et sur la fibre supérieure du béton, suivant toutes les phases de calcul précédemment définies, y compris phase d'application des charges d'exploitation. Elles sont ensuite présentées sous forme de tableaux donnant les effets dans chaque phase ainsi que les états cumulés.

Certains autres résultats sont fournis, comme le cisaillement dans l'âme de la poutre métallique, le cisaillement longitudinal dans l'épaisseur de la dalle béton. Pour le dimensionnement des connecteurs, sont fournies les valeurs du glissement à la surface de contact poutre métallique-dalle béton ainsi que les amplitudes de variation du glissement sous l'effet de la charge réglementaire de fatigue.

Il est apparu commode de faire figurer dans cette troisième partie les contraintes, correspondant à des sollicitations en état limite ultime de résistance, dans les sections soumises à un moment fléchissant global négatif et pour lesquelles le béton fissuré au sens du règlement a été négligé.

IV.3,4 - OMC LR

La 4ème partie des résultats appelée OMC LR (LR pour Limite Ultime de Résistance) met en regard les moments fléchissants de calcul pondérés en état limite ultime avec les moments résistants des sections de la poutre et permet ainsi la vérification dans les zones de moment positif. Dans les zones de moment négatif la vérification se fera à l'aide du tableau de contraintes pondérées en état limite ultime donné à la fin de la 3ème partie OMC LS.

IV.3,5 - VERIFICATIONS COMPLEMENTAIRES A EFFECTUER

Ainsi et pour le moment, le programme OMC se borne à donner les éléments pour une vérification en flexion longitudinale d'une poutre mixte conformément au règlement de calcul des ponts mixtes acier-béton. Les autres vérifications demeurant à la charge du projeteur sont notamment :

- la justification de la structure vis-à-vis des phénomènes d'instabilité tels que voilement de l'âme, déversement de la poutre en phase de construction et en service,
- la justification de la dalle vis-à-vis des sollicitations de cisaillement,
- le calcul de la dalle béton en flexion locale et de son ferrailage,
- le calcul des pièces telles que pièces de pont, entretoises, montants d'appui, entretoises sur appui, raidisseurs, connecteurs, assemblages, appareils d'appui, joints de chaussée ...

IV.4 - MARCHE A SUIVRE POUR L'UTILISATION DU PROGRAMME

Le passage ordinateur se fait après un dimensionnement de la structure étant donné que le programme est vérificateur. Pour les divers services locaux du Ministère qui ne sont pas outillés pour le faire, la Division des Ouvrages en Métal du SETRA offre la possibilité de faire ce dimensionnement à leur place pourvu que soient définies les longueurs des travées et les caractéristiques de la voie portée.

Le prédimensionnement effectué, l'utilisateur définit le déroulement des phases de calcul qu'il souhaite faire exécuter par le programme et a deux possibilités selon qu'il a accès ou non aux programmes de calculs au SETRA.

a - dans le premier cas, il constitue lui-même un jeu de données sous forme d'un langage de commandes de définition et de calculs conformément aux indications fournies par la notice de "présentation des données avec commentaires".

Ce jeu de données est destiné à être lu et traité à distance, en temps différé sur site central.

b - Dans le cas de non accès direct aux programmes du SETRA, l'utilisateur se bornera à envoyer au gestionnaire du programme, une lettre de demande de calcul, accompagnée de plans et documents définissant la structure, ainsi que les étapes

de calculs à effectuer. Un contact direct éventuel avec le gestionnaire peut permettre à l'utilisateur peu habitué aux structures mixtes, de se faire guider dans le choix des phases de calculs.

En tout cas dans cette option, le gestionnaire se chargera entièrement de la constitution du jeu de données pour effectuer le passage ordinateur.

IV.5 - RENSEIGNEMENTS SUR LES COÛTS ET DELAIS

Le calcul est facturé en fonction de son temps de traitement par l'ordinateur, avec une majoration fixe et forfaitaire s'élevant actuellement (1985) à 1 320 F T.T.C. A titre d'exemple, le calcul d'un pont à trois travées avec onze sections d'études par travées, une seule phase de coffrage et de bétonnage et des cas de charges classiques coûterait environ actuellement 3 500 FT.T.C. Ce prix comprend la fourniture de l'original de la note de calcul électronique et deux exemplaires en photoréduction.

Pour le délai de traitement d'un cas courant, il faut compter de 3 à 4 jours entre le moment de réception des données nécessaires au calcul et le moment de l'expédition des résultats.