

# Conception des ponts

## Éléments de dimensionnement des principaux ouvrages

par **Jean-Armand CALGARO**

*Ingénieur général des Ponts et Chaussées*

*Professeur au Centre des hautes études de la construction*

*Membre permanent du Conseil Général de l'Environnement et du Développement Durable (CGCDD)*

et **Anne BERNARD-GELY**

*Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées*

<b>1. Contexte .....</b>	<b>C 4 498 – 2</b>
<b>2. Ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint .....</b>	<b>— 3</b>
2.1 Ponts à poutres précontraintes par post-tension .....	— 3
2.2 Tabliers à poutres précontraintes par pré-tension .....	— 4
<b>3. Ponts en béton précontraint construits en encorbellement ..</b>	<b>— 4</b>
3.1 Morphologie générale .....	— 5
3.2 Morphologie et dimensionnement de la section transversale .....	— 5
3.3 Conception du câblage de précontrainte .....	— 6
<b>4. Ponts poussés en béton précontraint .....</b>	<b>— 8</b>
4.1 État des lieux .....	— 8
4.2 Ponts poussés bilatéralement .....	— 8
4.3 Ponts poussés unilatéralement .....	— 9
<b>5. Autres méthodes de construction des ponts en béton précontraint .....</b>	<b>— 11</b>
<b>6. Ponts en arc et à béquilles .....</b>	<b>— 12</b>
6.1 Ponts en arc .....	— 12
6.2 Ponts à béquilles .....	— 13
<b>7. Ponts métalliques .....</b>	<b>— 13</b>
7.1 Différentes parties d'un pont métallique .....	— 13
7.2 Ponts à poutres en ossature mixte .....	— 14
7.3 Ponts à platelage orthotrope .....	— 15
7.4 Fatigue dans les ponts métalliques .....	— 16
<b>8. Ponts à câbles .....</b>	<b>— 16</b>
8.1 Ponts suspendus .....	— 16
8.2 Ponts à haubans .....	— 17
<b>Pour en savoir plus .....</b>	<b>Doc. C 4 500v3</b>

**U**ne bonne connaissance des principaux types de structures, de l'étendue de leur domaine d'emploi et de leurs méthodes de dimensionnement, est indispensable pour entreprendre les études de définition d'un pont dans un site donné.

Mais un pont n'est pas seulement un ouvrage d'art. Il est construit dans le but d'assurer un service pour lequel l'opinion publique exige un haut niveau de qualité, de sécurité et de fiabilité. En ce qui concerne la résistance structurale, ce niveau est normalement garanti par le respect de normes et de règles de l'art constituant un référentiel technique aujourd'hui principalement européen (Eurocodes, normes d'exécution, de produits, de matériaux, d'essais, agréments techniques européens, etc.).

*Mais, le seul respect de ces règles ou normes n'est pas suffisant. L'étude de la stabilité de certains grands ponts conduit l'ingénieur à en étudier de plus en plus systématiquement, au delà de la codification traditionnelle, le comportement dynamique sous l'effet d'actions telles que celles du trafic porté, du vent ou d'un éventuel séisme, et donc à définir lui-même le degré de fiabilité de la structure qu'il conçoit.*

## 1. Contexte

Un projet de pont ne peut être établi que par un ingénieur expérimenté, possédant une solide culture technique dans les domaines de la modélisation des structures, des normes de conception et de calcul, des propriétés physiques et mécaniques des matériaux utilisables dans des conditions économiques acceptables, et des méthodes d'exécution.

Le béton et l'acier sont encore les matériaux privilégiés pour la construction de ponts. Toutefois, le bois, surtout employé jusqu'à présent pour construire des passerelles ou de petits ponts recevant un faible trafic local en zone montagneuse, devient un matériau « noble ». On l'emploie toujours pour construire des passerelles, mais aussi des ponts routiers entrant dans la catégorie des ouvrages courants, et de nombreuses recherches sont en cours sur l'association de poutres en bois (lamellé collé) et de dalles en béton, généralement fibré ultra-performant.

Le recours aux alliages d'aluminium reste rare en raison du coût de ce matériau. Par contre, la construction de ponts utilisant des éléments structuraux en polymères renforcés de fibres (FRP) tend à se développer.

Cependant, il ne faudrait pas croire que les matériaux traditionnels, béton et acier, aient atteint leur ultime degré de développement. Des avancées significatives ont été réalisées, ces dernières années, dans la mise au point et les possibilités de fabrication régulière de bétons à hautes performances (résistance caractéristique en compression allant couramment jusqu'à 100 MPa), voire à très hautes performances.

De même, le recours à des aciers de charpente, dits « thermomécaniques », présentant une limite d'élasticité de 460 MPa est de plus en plus fréquent.

De nos jours, le concepteur de ponts peut définir les propriétés des matériaux qu'il désire employer pour satisfaire au mieux les exigences imposées par le cahier des charges. L'évolution de la conception des ouvrages est aussi intimement liée aux progrès réalisés dans les méthodes d'exécution.

Le recours à la préfabrication, l'augmentation de la capacité des moyens de levage et de manutention [1] la mise au point de procédés de montage et d'assemblage nécessitant moins de main-d'œuvre, tout en garantissant une meilleure qualité, ont grandement orienté la conception des ponts modernes. Par ailleurs, les performances sans cesse croissantes des matériels informatiques, le perfectionnement des méthodes de représentation graphique et d'analyse numérique, ainsi que les immenses progrès accomplis dans la connaissance des phénomènes physiques (effets du vent, des séismes [2]), ou physico-chimiques les plus complexes intéressant le comportement des ponts, offrent aux ingénieurs une plus grande liberté de conception que par le passé.

Il est d'usage de distinguer les ouvrages de petite, ou moyenne, portée déterminante (jusqu'à une quarantaine de mètres) des « grands » ouvrages. Dans chaque catégorie, la panoplie des solutions est riche et l'expérience a permis d'identifier avec précision le

domaine d'emploi de chacune d'elles. Les principaux types d'ouvrages courants ont été évoqués au paragraphe 2.2.1 de l'article [C 4 496].

Le tableau 1 donne les éléments de dimensionnement des ouvrages courants routiers les plus classiques en béton armé ou précontraint.

**Tableau 1 – Éléments de dimensionnement des ouvrages courants routiers en béton armé ou précontraint**

Passages supérieurs ou inférieurs	Élancement $H/L$
Poutres en béton armé	1/15 à 1/17
Poutres précontraintes par pré-tension	1/20
Dalles en béton armé	Travée indépendante : 1/22
	Tablier à deux travées : 1/23
	Tablier à trois travées et plus : 1/28
Dalles pleines en béton précontraint	Travée indépendante : 1/25
	Tablier à deux travées : 1/28
	Tablier à trois travées et plus : • 1/33 de la travée centrale, ou • 1/38 de la travée de rive
Dalles élégies et dalles nervurées en béton précontraint	Travée indépendante : 1/22
	Tablier à deux travées d'épaisseur constante : 1/25
	Tablier à deux travées d'épaisseur variable : • 1/20 sur appui • 1/30 en travée
	Tablier à trois travées, ou plus, d'épaisseur constante : 1/30
	Tablier à trois travées, ou plus, d'épaisseur variable : • 1/24 sur appui • 1/42 en travée
Passages inférieurs	Épaisseurs des éléments
Portiques	Lorsque l'ouverture passe de 8 à 20 m • traverse : 0,35 à 0,66 m • piédroits : 0,35 à 0,66 m
Ponts-cadres	Lorsque l'ouverture passe de 5 à 12 m : • traverse supérieure : 0,30 à 0,40 m • traverse inférieure : 0,30 à 0,45 m • piédroits : 0,30 à 0,36 m

## 2. Ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint

Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont souvent très économiques, pour des portées allant jusqu'à une trentaine de mètres en précontrainte par pré-tension, et pour des portées comprises entre 30 et 50 m en précontrainte par post-tension. Ils sont d'autant plus intéressants que le nombre de poutres à réaliser est plus grand car des moyens de mise en place appropriés se justifient aisément.

### 2.1 Ponts à poutres précontraintes par post-tension

■ Les **poutres, de type « poutres à talon »**, sont solidarisées par la dalle sous chaussée et par les entretoises situées aux extrémités de chaque travée, au droit des lignes d'appui, qui assurent l'encastrement en torsion des poutres et permettent le levage du tablier à l'aide de vérins afin d'en changer, lorsque nécessaire, les appareils d'appui. Les entretoises intermédiaires ne sont plus de mise depuis longtemps car, bien que conférant au tablier une rigidité transversale autorisant l'emploi de méthodes de calcul simples, elles sont d'une réalisation difficile, donc coûteuse (mise en place et dépose de coffrages suspendus dans des conditions souvent acrobatiques, fabrication d'amorces fixées aux poutres avec un ferrailage en attente).

■ La **dalle sous chaussée** peut être réalisée sous forme de tronçons de raccordement coulés en place sur des coffrages perdus (prédalles minces en béton armé) entre les poutres (qui sont alors préfabriquées dans leur section complète). Elle est alors dotée d'une précontrainte transversale ou simplement armée (figure 1a).

Ou bien elle est réalisée sous forme d'une dalle coulée sur toute la largeur de la chaussée sur des poutres confectionnées avec une table de compression d'épaisseur réduite (figure 1b).

Ces deux conceptions présentent à la fois des avantages et des inconvénients : seul le concepteur peut effectuer un choix motivé pour chaque projet particulier.

■ Le **nombre et l'espacement des poutres** en section transversale résultent d'une optimisation entre des poutres plutôt légères et rapprochées, nécessitant de nombreuses manutentions, et des poutres plus lourdes mais plus espacées.

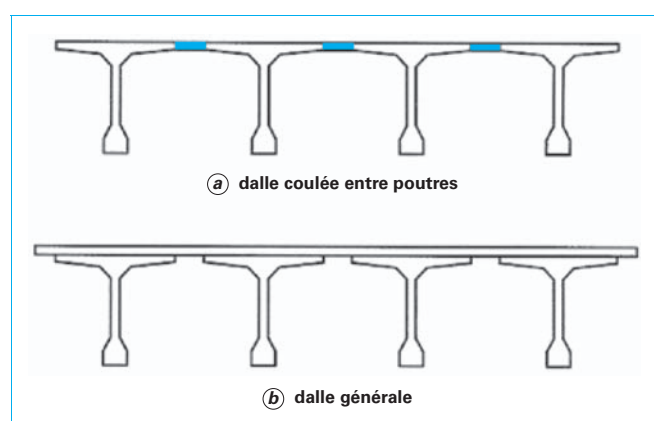


Figure 1 – Conceptions possibles d'un tablier de pont à poutres précontraintes par post-tension

**Exemple.** La distance usuelle entre axes des poutres est comprise entre 2,50 m et 3,50 m environ (4 m dans des cas exceptionnels). La dalle sous chaussée présente alors une épaisseur allant de 18 à 20 cm. L'élancement usuel  $H/L$ , égal au rapport de la hauteur  $H$  des poutres à la portée  $L$  d'une travée, se situe entre 1/16 et 1/17, en l'absence de contraintes particulières (figure 2).

Ces valeurs s'entendent pour des poutres confectionnées à partir d'un béton traditionnel B35 réalisé avec un ciment de type CEM I (norme NF EN 197-1) dosé à 400 kg/m<sup>3</sup>. Le recours à des bétons à hautes performances est possible, mais ne présente guère d'intérêt s'il s'agit de réduire la hauteur des poutres (bien que des élancements de 1/20 à 1/22 soient facilement réalisables), car cette réduction entraîne une augmentation de l'effort de précontrainte et un renforcement des talons.

Il est, par contre, intéressant s'il permet de réduire le nombre des poutres pour une quantité d'aciers de précontrainte équivalente à celle mise en œuvre dans le cas d'un béton traditionnel. De plus, en atmosphère agressive, le béton à hautes performances garantit à l'ouvrage une meilleure durabilité. Les principaux éléments de dimensionnement des sections transversales sont rassemblés sur la figure 3.

■ Les ponts à poutres sont **bien adaptés aux franchissements droits et rectilignes**. Mais ils fournissent également une **solution intéressante lorsque la voie portée est courbe**, ou présente un biais géométrique, ou encore est de largeur variable. Pour réaliser un ouvrage courbe, toutes les poutres d'une même travée ont une longueur identique : la courbure du tablier est obtenue en faisant varier le débord de la dalle par rapport aux poutres de rive et les têtes de piles sont de forme trapézoïdale en plan.

Cependant, le rayon de courbure ne peut guère descendre en dessous de 15 fois la portée compte tenu de la flèche maximale admissible du débord variable. Dans les ponts biais, toutes les poutres d'une même travée ont également une longueur identique et les entretoises aux extrémités des travées sont disposées suivant le biais, même si leurs amorces éventuelles à l'extérieur des

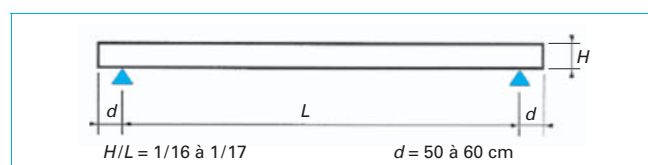


Figure 2 – Élancement des ponts à poutres précontraintes par post-tension

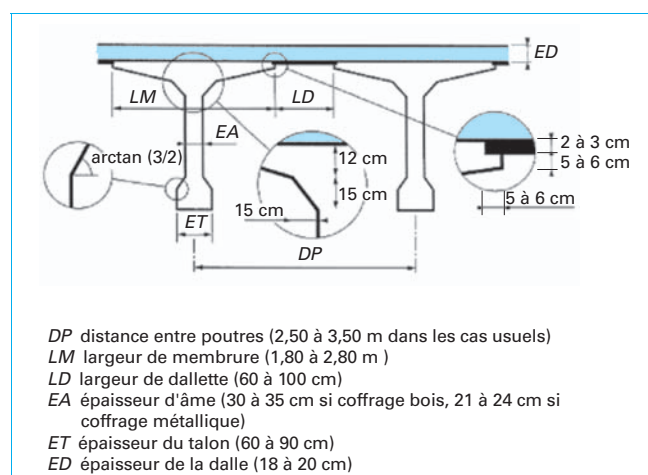


Figure 3 – Dimensionnement des ponts à poutres en béton précontraint par post-tension

poutres de rive (lorsque les entretoises sont précontraintes) gagnent, sur le plan esthétique, à être disposées perpendiculairement aux âmes de poutres.

■ Les talons des poutres étant plus comprimés que les tables supérieures sous les charges permanentes, le **fluage différentiel** provoque, à long terme, une déformation du tablier vers le haut. Il convient de confectionner les poutres avec une contre-flèche appropriée « vers le bas ». De plus, afin de limiter le nombre de joints de chaussée, on réalise couramment la continuité de la dalle sous chaussée, par groupes de 3 à 5 travées, tout en conservant l'indépendance mécanique de chacune d'elles : cela revient à permettre les rotations relatives au droit des appuis.

■ Les **avantages des ponts à poutres** résultent de la grande simplicité de leur conception (absence d'efforts parasites dus au fluage du béton) et découlent des avantages de la préfabrication, synonyme de qualité du béton coulé à poste fixe, de bonne réutilisation des coffrages, de rapidité du délai de construction. Toutefois, l'expérience montre que la mise en place des poutres nécessite un grand soin, beaucoup de précision et un contreventement efficace avant stabilisation de la structure par le hourdis.

Par ailleurs, les désordres affectant surtout les ponts à poutres de la première génération sont principalement dus à la corrosion des câbles de précontrainte, liée à une mauvaise injection, voire une absence totale d'injection.

## 2.2 Tabliers à poutres précontraintes par pré-tension

Les tabliers constitués de poutres préfabriquées précontraintes à fils ou torons adhérents offrent une solution intéressante pour franchir des portées allant jusqu'à une trentaine de mètres, car la mise en place des poutres peut s'effectuer au moyen de grues courantes, sans exiger la mise en œuvre d'un matériel spécifique onéreux. Lorsque le pont franchit une voie de circulation, le trafic peut être maintenu, à l'exception de coupures très brèves au moment de la mise en place d'une poutre.

La qualité d'exécution offre une bonne garantie, liée aux avantages de la préfabrication en usine. De plus, par rapport à une préfabrication sur chantier, le rebut d'une poutre dont le béton ne présente pas la résistance escomptée est beaucoup plus facile que la démolition éventuelle (ou l'acceptation à contre-cœur) d'un béton *in situ* n'ayant pas les qualités requises. La protection des armatures en acier dur contre la corrosion est encore meilleure que celle que peuvent offrir les armatures de post-tension enfermées dans des conduits injectés.

Les poutres ont une section rectangulaire, en U ou en I. Leur espacement varie de 60 à 100 cm et elles sont solidarisées par une dalle générale coulée en place sur des dalles en mortier de fibres ou des prédalles en béton armé (figure 4).

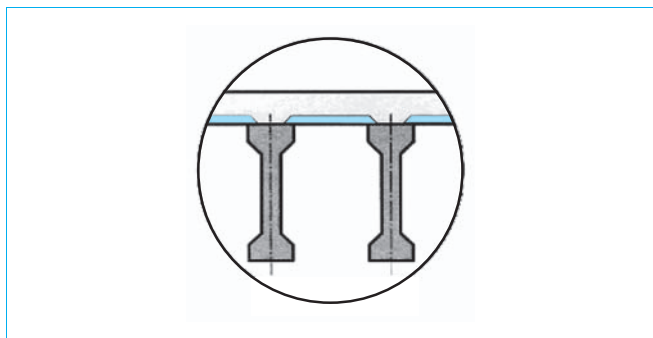


Figure 4 – Coupe schématique d'un tablier à poutres précontraintes par pré-tension

Elles sont généralement confectionnées à partir d'un béton traditionnel dosé à 400 kg/m<sup>3</sup> de ciment CEM I 42,5 N ou CEM I 52,5 N, permettant d'obtenir une résistance caractéristique de 30 MPa lors du relâchement des armatures, et de 42 MPa à 28 jours. La dalle a une épaisseur comprise entre 16 et 20 cm selon la distance séparant les axes des poutres et la nature du coffrage employé.

Le plus souvent, les poutres forment des travées isostatiques. Ce schéma a l'avantage d'une grande simplicité, et le pont est insensible à d'éventuels tassements d'appuis. Cependant, dans le cas de plusieurs travées, il peut être économique de réaliser la continuité des travées : continuité « géométrique » au niveau de la dalle (afin de limiter le nombre de joints de chaussée) ou véritable continuité « mécanique », par coulage sur appui d'un chevêtre incorporé au tablier, solidaire des poutres et du hourdis. Mais l'expérience a montré que cette continuité (sous charges d'exploitation) n'est pas totale.

**Exemple.** Si  $H_t$  désigne la hauteur totale du tablier, dalle comprise, et  $L$  la portée de sa travée déterminante, l'éclatement moyen des tabliers à poutrelles précontraintes est tel que  $\frac{H_t}{L} = \frac{1}{18}$ .

## 3. Ponts en béton précontraint construits en encorbellement

L'emploi très fréquent de la méthode de construction en encorbellement témoigne des nombreux avantages de ce procédé qui permet de s'affranchir de tout cintre ou échafaudage. Dans les cas les plus courants, elle consiste à construire un tablier de pont par tronçons à partir des piles : après exécution d'un tronçon appelé « voussoir », on le fixe à la partie d'ouvrage déjà exécutée à l'aide d'une précontrainte. Le tronçon devient alors autoporteur et permet de mettre en œuvre les moyens nécessaires à la confection du tronçon suivant. Lorsque tous les tronçons ont été confectionnés, on obtient ce que l'on appelle un fléau (figure 5).

En fait, la méthode de construction en encorbellement n'est pas liée à un type d'ouvrage particulier. Certes, les poutres continues sur appuis simples représentent la famille de tabliers la plus nombreuse, mais elle s'applique également aux arcs, aux ponts à béquilles ou aux ponts à haubans. **Dans ce qui suit, on ne s'intéresse qu'aux tabliers en forme de poutre continue.**

Les voussoirs peuvent être coulés en place, dans un équipement mobile, ou préfabriqués sur un cintre au sol épousant la géométrie de l'intrados du tablier, ou encore dans une cellule de préfabrication. Dans ce dernier cas, les voussoirs sont mis en contact les uns avec les autres, lors de leur pose, par l'intermédiaire d'une

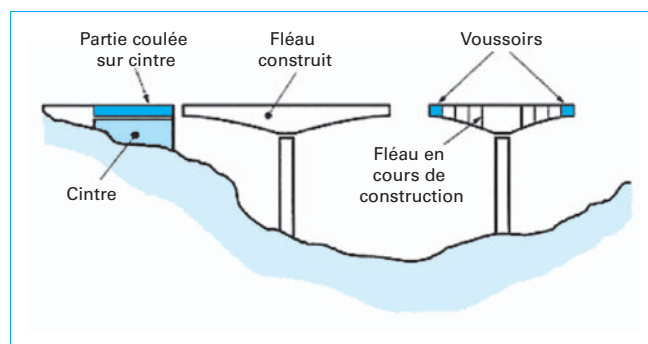


Figure 5 – Principe de la méthode de construction en encorbellement

couche de colle qui, lorsqu'elle est fluide, facilite l'ajustement des pièces en regard et qui, lorsqu'elle est totalement polymérisée, assure l'étanchéité des joints.

L'ajustement des voussoirs et la transmission de l'effort tranchant sont simultanément assurés à l'aide de clés multiples (dentelures de taille centimétrique) réalisées sur toute la hauteur des âmes et dans les hourdis. Chaque voussoir est coulé contre le voussoir précédent et sert de coffrage au voussoir suivant.

Lorsque les voussoirs sont coulés en place dans un équipage mobile, celui-ci doit être suffisamment rigide pour que la géométrie finale du tablier puisse être correctement contrôlée et que les joints entre voussoirs ne puissent subir une fissuration originelle.

### 3.1 Morphologie générale

Dans les cas les plus courants, les ouvrages construits selon ce procédé comportent des travées intermédiaires de même portée et des travées de rive de portée un peu supérieure à la moitié de celle des travées intermédiaires pour éviter le soulèvement du tablier sous l'effet des charges d'exploitation placées dans la configuration la plus défavorable. Dans la pratique, les travées de rive sont constituées par un demi-fléau et une portion de tablier coulée ou posée sur un cintre.

■ L'opération de **solidarisation des fléaux** entre eux et avec les parties coulées sur cintre s'appelle aussi « clavage ». Dans le cas d'un pont à trois travées (figure 6), on commence généralement par claver les travées de rive, puis on vient assurer la continuité complète du tablier en solidarifiant les deux moitiés à la clé de la travée centrale. Dans le cas d'un pont comportant un grand nombre de travées, la méthode usuelle de solidarisation des fléaux consiste à les claver à l'avancement, mais de nombreuses variantes sont possibles.

■ Le **tablier** peut être de hauteur constante ou variable. Il est plus facile à confectionner dans le premier cas que dans le second, mais la hauteur constante ne peut convenir que dans une gamme de portées limitées, de l'ordre de 50 à 60 ou 70 m, gamme où un pont construit en encorbellement est fortement concurrencé par un pont poussé (§ 4) ou un pont en ossature mixte (§ 7).

Au-delà de 70 m, un tablier de hauteur variable devient plus économique et, en général, plus esthétique. Un tel type de tablier est intéressant économiquement jusqu'à 200-250 m de portée environ. La variation de hauteur permet d'adapter les dimensions des sections à l'intensité des efforts internes résultant de ce mode de construction particulier.

La variation de hauteur la plus courante est de type parabolique : c'est celle qui évoque le mieux le rythme des ponts anciens. Mais certains tabliers ont été conçus avec des travées de hauteur constante sur la majeure partie de leur longueur et de hauteur à variation linéaire, parabolique ou cubique au voisinage des piles.

**Exemple.** Lorsque la hauteur du tablier est variable et lorsque toutes les travées intermédiaires sont de même portée  $L$ , la longueur optimale des travées de rive est de l'ordre de 0,58 à 0,60  $L$ .

Si la hauteur du tablier est constante, cette longueur optimale est plutôt de l'ordre de 0,68 à 0,70  $L$ .

Dans certains cas, il peut être intéressant de projeter un ouvrage avec des travées intermédiaires de portées différentes. Par exemple, lorsque l'on veut enjamber une grande brèche comportant un obstacle principal, des considérations d'ordre esthétique peuvent conduire à marquer le franchissement de cet obstacle par une travée plus longue que les autres, de hauteur variable comme les travées qui l'encadrent, raccordée à un tablier de hauteur constante comportant des travées plus courtes.

La distribution des portées doit être étudiée de façon à respecter la cinématique de ce mode de construction (figure 7).

■ Il arrive parfois qu'un pont à trois travées soit conçu avec des travées de rive de longueur inférieure aux longueurs optimales précédentes du fait de **contraintes géométriques liées au site**, d'origines fonctionnelles, voire architecturales. L'équilibre mécanique du

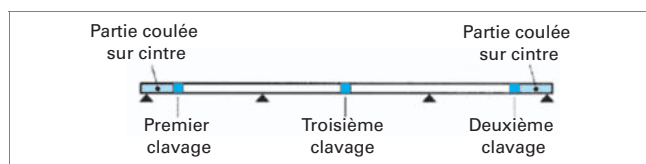


Figure 6 – Exemple de réalisation d'un pont à trois travées

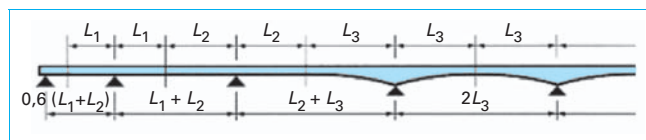


Figure 7 – Exemple de répartition de travées de longueurs différentes



Figure 8 – Pont en béton précontraint à piles en forme de doubles voiles (Tulle, Corrèze – Source JAC)

tablier peut être assuré en « lestant » les travées de rive, en confaçonnant les travées de rive en béton traditionnel et la travée centrale en béton léger, en dotant le pont de culées contrepoids, ou en combinant ces diverses méthodes.

Quelle que soit la conception adoptée, le déséquilibre du tablier doit être franc : les réactions d'appui sur culées doivent être toujours de même sens pour des questions de bonne tenue des appareils d'appui dans le temps.

■ En général, le tablier repose sur chaque appui (pile ou culée) par l'intermédiaire d'une file transversale unique d'appareils d'appui et fonctionne donc comme une poutre continue sur appuis simples dans le sens longitudinal. On peut chercher à faire participer certaines piles à la reprise des efforts affectant le tablier en l'encastrent, partiellement ou totalement, sur celles-ci. L'encastrement partiel est obtenu en disposant, en tête des piles concernées, deux files transversales d'appareils d'appui en caoutchouc fretté ; l'encastrement total est obtenu en solidarifiant le tablier à ses piles.

Mais, l'encastrement total du tablier suppose que les piles soient suffisamment souples pour ne pas entraver son raccourcissement élastique lors de l'application de la précontrainte de solidarisation entre les fléaux. Une solution pour conférer de la souplesse longitudinale aux piles consiste à les concevoir en forme de doubles voiles (figure 8).

## 3.2 Morphologie et dimensionnement de la section transversale

### 3.2.1 Morphologie de la section transversale

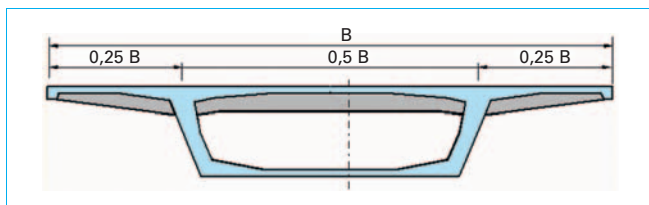
Les tabliers de ponts construits en encorbellement sont des poutres-caissons. Alors que, par le passé, les sections possédaient couramment plus de deux âmes, dès que la largeur du hourdis supérieur dépassait 13 à 14 m, la tendance actuelle est au caisson unicellulaire (donc à deux âmes).



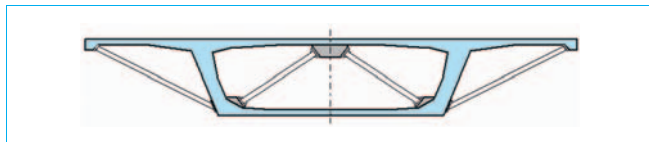
Pour les tabliers de grande largeur, la résistance à la flexion transversale des hourdis supérieur et, éventuellement inférieur, peut être assurée de diverses manières. On peut conférer aux hourdis une épaisseur suffisante (et, très fréquemment, les doter d'une précontrainte transversale assez coûteuse), mais cette solution n'est pas la plus prisée. Plusieurs tabliers de grande largeur ont été conçus avec des hourdis raidis transversalement à l'aide de nervures en béton armé (figure 9). Une telle conception peut être intéressante pour des hourdis supérieurs de largeur comprise entre 20 et 30 m.

Dans la même gamme de largeurs, une autre conception consiste à soutenir le hourdis supérieur à l'aide de poutres appelées « bracons », très généralement confectionnées en acier (figures **10**, **11** et **12**).

Au cours des dernières décennies, la conception des tabliers de très grande largeur a fortement évolué et, de nos jours, on associe couramment les deux principaux matériaux de l'industrie de la construction que sont le béton et l'acier. Des recherches ont été engagées dans plusieurs directions avec, pour objectifs principaux, d'alléger les âmes (il est pratiquement impossible d'alléger le hourdis supérieur, qui reçoit les charges dues au trafic, et le hourdis inférieur, qui doit résister, dans certaines sections, à des efforts de



**Figure 9 – Schéma de principe d'un caisson en béton dont le hourdis supérieur est raidi transversalement (le hourdis inférieur peut l'être également)**



**Figure 10 – Schéma de principe d’une caisson en béton doté de bracons**

compression d'intensité élevée) et de simplifier les méthodes d'exécution ou de montage.

Une idée majeure a consisté à remplacer les âmes traditionnelles par des treillis, d'abord en béton (figure **13**) puis, de plus en plus systématiquement, constitués de tubes métalliques (figure **14**).

L'autre idée majeure a consisté à remplacer les âmes traditionnelles par des âmes métalliques de conception spéciale de façon à limiter les opérations de soudure sur chantier et à limiter les efforts de compression plane longitudinale susceptibles de provoquer des instabilités transversales au plan moyen. On peut ainsi citer les âmes métalliques plissées et, plus récemment, les âmes planotubulaires, procédé mis au point par la Société Razel (figures **15** et **16**).

### 3.2.2 Dimensionnement des tabliers traditionnels dont la section est entièrement en béton

Généralement, les voussoirs sont confectionnés en une seule phase. Mais il est arrivé que des tabliers soient confectionnés en plusieurs phases dans le sens transversal.

Pour le dimensionnement de caissons, dont la largeur du hourdis supérieur ne dépasse pas une quinzaine de mètres, on peut s'inspirer des données numériques de la figure **17**.

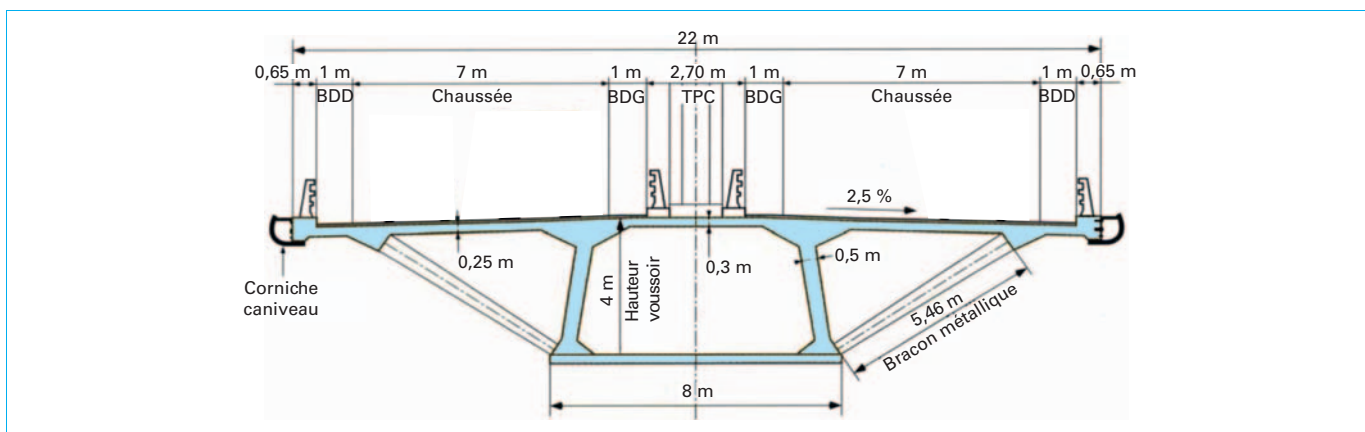
### 3.3 Conception du câblage de précontrainte

Un pont construit en encorbellement comporte principalement deux familles de câbles :

- les câbles de fléau, mis en œuvre pendant la construction desdits fléaux (phase isostatique) ;
- les câbles de continuité, mis en œuvre lors du clavage des fléaux entre eux, ou avec les parties coulées sur cintre des travées de rive.

Dans les câblages traditionnels, tous les câbles des deux familles sont noyés dans le béton, tandis que dans les câblages modernes, seuls les câbles de fléau et quelques câbles de continuité (appelés « câbles éclisses ») sont placés à l'intérieur du béton (la plupart des câbles de continuité étant placés à l'extérieur du béton (figure 18)).

Même lorsqu'ils sont rectilignes, les câbles sont efficaces dans les ponts de hauteur variable car la ligne de précontrainte bénéficie de l'effet d'arc de la fibre moyenne. Mais, on obtient une efficacité optimale en les déviant pour passer, en partie haute du tablier, au droit des appuis intermédiaires et, en partie basse, au milieu des travées. Une seule déviation peut être suffisante au voisinage de la clé des travées (grâce à deux entretoises rapprochées qui ne sont rien d'autres que des voiles de 60 à 80 cm d'épaisseur). Mais,



**Figure 11 – Exemple de section dotée de bracons métalliques externes** (pont de La Ravine des Trois Bassins – La Réunion)



Figure 12 – Viaduc du Scardon sur l'autoroute du Boulonnais (Autoroute A16) – Les bracons sont en béton (Source JAC)



Figure 13 – Viaducs de Sylans et Glacières sur l'autoroute A40 (Source JAC)



Figure 14 – Viaduc d'Echingen sur l'autoroute du Boulonnais (Autoroute A16). Les âmes sont constituées d'un treillis de tubes métalliques (Source JAC)

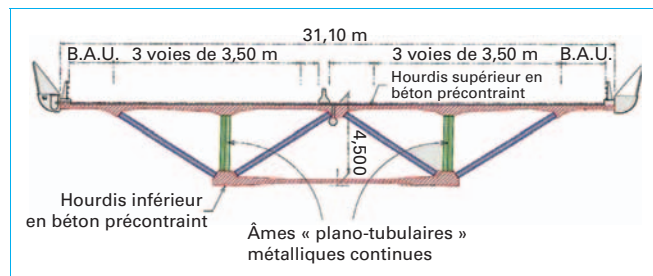
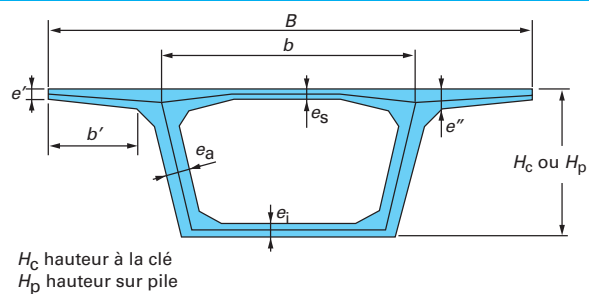


Figure 15 – Coupe transversale du viaduc de Meaux



Figure 16 – Élément d'âme plano-tubulaire du viaduc de Meaux (Source RAZEL)



	Câblage traditionnel	Câblage extérieur
Élancement : tablier sur appuis simples ( $L$ portée principale)	$\frac{L}{H_p} = 16 + 0,25 \left( \frac{L}{100} \right)^4$ $\frac{L}{H_c} = 0,16 L + 22 - \frac{7,5}{(L/50)^3}$	
Élancement : tablier encastré sur piles ( $L$ portée principale)	$\frac{L}{H_p} = 16 + 0,25 \left( \frac{L}{100} \right)^4$ $\frac{L}{H_c} = 0,2 L + 25 - \frac{12,5}{(L/50)^3}$	
	$b = B/2$ ; $e'(\text{cm}) \geq 20$ ou $25$ ; $e'(\text{cm}) = b'(\text{cm})/5$ à $b'(\text{cm})/7$ ; $e_s(\text{cm}) = b(\text{cm})/25$	
$e_i(\text{cm})$ ( $\varnothing$ diamètre des conduits de précontrainte)	$\geq \max [18\text{cm} ; 3 \varnothing ; e_s / 3]$ à la clé	$\geq \max [18\text{cm} ; e_a / 3]$ à la clé
$e_a(\text{cm})$	$26 + \frac{L(\text{m})}{5}$ $\geq 36$ (câbles 12T13) $\geq 44$ (câbles 12T15) $\geq 59$ (câbles 19T15)	$\frac{L(\text{m})}{2,75} + 125 \frac{B}{L} - 12,5$

Figure 17 – Données pour le dimensionnement d'un caisson unicellulaire

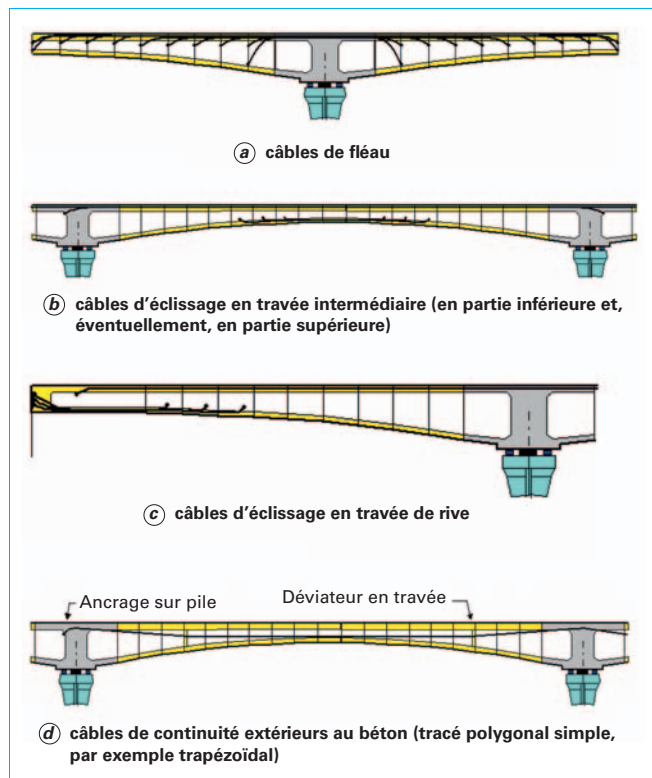


Figure 18 – Principes de câblage des ponts modernes construits en encorbellement

le plus souvent, on dispose deux entretoises déviateuses de façon à obtenir la réduction d'effort tranchant la plus avantageuse possible au voisinage des appuis intermédiaires.

Grâce à la précontrainte extérieure, les câbles de fléau n'ont pas besoin de « descendre » dans les âmes pour réduire efficacement l'effort tranchant. Ils sont donc ancrés dans les goussets supérieurs, ce qui permet de diminuer l'épaisseur des âmes, compte tenu des règles de vérification vis-à-vis de l'effort tranchant.

Des tabliers à voussoirs préfabriqués ont été conçus avec un câblage entièrement situé à l'extérieur du béton (les voussoirs étant maintenus par une précontrainte provisoire avant de recevoir leur précontrainte définitive). Ce fut le cas du pont sur la rivière Severn en Grande-Bretagne, récemment construit, mais une telle conception n'a toujours pas fait la preuve définitive de son intérêt mécanique ou économique.

## 4. Ponts poussés en béton précontraint

### 4.1 État des lieux

■ La **méthode de construction** des ponts en béton précontraint par poussage, directement inspirée du lancement des ponts métalliques, consiste à confectionner un tablier sur une rive ou sur les deux rives de la brèche à franchir, puis à le mettre en place sur ses appuis définitifs par déplacement longitudinal. Cette technique n'a pu se développer que grâce à la mise au point de plaques d'appui provisoires, revêtues de *Téflon* ou de produits similaires, permettant le glissement avec un faible frottement.

■ Elle présente de **nombreux avantages** : la construction « au sol » du tablier permet, à la fois, une meilleure organisation du travail, une plus grande sécurité pour le personnel d'exécution et une meilleure qualité, tant au niveau du bétonnage qu'à celui de la mise en tension des câbles de précontrainte. En permettant de s'affranchir de toute installation entre les appuis (cintre ou charpente), elle entre en concurrence directe avec les ponts en ossature mixte acier-béton et a provoqué la disparition quasi complète des ponts construits en encorbellement de hauteur constante dans une large gamme de portées allant de 50 à 70 m.

■ On distingue principalement **deux types de ponts poussés** (quelques ouvrages de grande longueur ont été construits en combinant ces deux types) :

- les **ponts à trois travées construits par moitié sur chaque rive** (poussage bilatéral), les deux moitiés étant ensuite poussées sur leurs appuis définitifs et solidarisées pour rendre le tablier continu ;
- les **ponts construits par tronçons successifs** dans un atelier fixe sur une rive et progressivement poussés sur les appuis définitifs (poussage unilatéral). Ils constituent, de loin, la famille la plus nombreuse.

■ **L'application de la méthode du poussage** exige qu'un certain nombre de conditions soient réunies :

- tablier de hauteur constante ;
- tracé parfaitement rectiligne, ou rectiligne en plan et inscrit sur un cercle en élévation ;
- ou encore tracé inscrit sur une surface tronconique appropriée afin de conférer à l'ouvrage la courbure souhaitée simultanément en plan et en élévation.

Les conditions sur la géométrie du tracé ont pour but d'éviter le développement d'efforts parasites plus ou moins contrôlables pendant l'opération de poussage. D'autre part, il faut pouvoir disposer, à l'arrière d'une (ou des) culée(s), d'une longueur suffisante pour aménager l'aire de fabrication du tablier : la demi-longueur de l'ouvrage, s'il s'agit d'un pont à trois travées mis en place par poussage bilatéral, ou une longueur comprise entre une et deux travées courantes, s'il s'agit d'un pont mis en place par poussage unilatéral.

■ Le procédé de construction des ponts par poussage s'accommodent, en principe, de **nombreux types de tabliers** : dalle, dalle nervurée, caisson uni ou multicellulaire. Mais les dalles, pleines ou élagées, à section rectangulaire ou dotées d'encorbellements latéraux, ne peuvent convenir que pour des portées déterminantes ne dépassant pas 20 à 25 m.

Par ailleurs, les tabliers en dalle nervurée ont été progressivement abandonnés, malgré leur simplicité d'exécution, au profit des poutres-caissons, du fait de leur faible rigidité à la torsion, de la médiocrité de leur rendement géométrique et des problèmes qu'ils posent pour l'entretien (visites) et l'exploitation (passage des réseaux de concessionnaires).

### 4.2 Ponts poussés bilatéralement

Les ponts en béton précontraint à trois travées mis en place par poussage bilatéral sans palées provisoires couvrent une gamme de portées déterminantes, couramment comprises entre 30 et 60 m. Chaque moitié de l'ouvrage, analogue à un fléau de pont construit en encorbellement, est construite à l'arrière des culées, puis poussée : les demi-fléaux « avant », s'intégrant en phase définitive dans la travée centrale, sont ainsi amenés à enjamber, pendant le poussage, la travée de rive correspondante.

C'est pourquoi la longueur  $L$  de la travée centrale est sensiblement égale au double de celle des travées de rive. La continuité du tablier est réalisée par bétonnage en place d'un « voussoir » de clavage, d'environ 1 m de longueur, au milieu de la travée centrale, puis par mise en tension des câbles de continuité.

La distribution des portées n'étant pas optimale vis-à-vis des efforts induits par les charges d'exploitation (travées de rives trop



courtes pour garantir des réactions d'appui de sens constant), il était d'usage, par le passé, de déniveler les appuis extrêmes pour maintenir positives les réactions d'appui sur culées en toutes circonstances et atténuer les effets des redistributions d'efforts par fluage. Mais, le contrôle des efforts instantanés, et surtout différés, induits par ces dénivellations était très délicat. De nos jours, on préfère adopter une distribution des portées plus équilibrée même si le câblage est un peu plus compliqué.

L'élancement du tablier est normalement compris entre 1/20 et 1/22, dans le cas d'un pont routier, et de l'ordre de 1/15 à 1/16, dans le cas d'un pont ferroviaire.

Dans les ponts récents, le câblage comprend des câbles de « fléau » situés dans le hourdis supérieur et ancrés dans les goussets, des câbles rectilignes situés dans le hourdis inférieur et des câbles de continuité extérieurs, au tracé trapézoïdal. Les câbles situés dans le hourdis inférieur sont, en grande majorité, provisoires et règnent sur une longueur comprise entre la moitié et les deux tiers de la longueur de chaque demi-tablier. Ils permettent de contrecarrer les effets des câbles de « fléau » pendant le poussage et, une fois le clavage réalisé, ils sont détendus.

### 4.3 Ponts poussés unilatéralement

Le tablier des ponts mis en place par poussage unilatéral est construit par tronçons successifs, de longueur unitaire constante, dans un atelier fixe situé en arrière d'une culée, et dans le prolongement de l'ouvrage. Dès que le béton d'un nouveau tronçon a atteint une résistance suffisante, l'ensemble du tablier est déplacé par une translation longitudinale égale à la longueur du tronçon, puis, sur l'atelier ainsi dégagé, un autre est construit, et ainsi de suite jusqu'à l'achèvement de l'ouvrage.

Pour d'évidentes raisons pratiques, on s'efforce de donner aux tabliers des travées intermédiaires la même portée. Les travées de rive gagnent à être, si possible, plus courtes que les travées courantes, car, pendant le poussage, elles sont le siège d'efforts importants. Mais, cette règle n'est pas impérative.

Si la gamme des portées courantes des ponts poussés unilatéralement va, en gros, de 40 à 60 m, il est possible de pousser des tabliers avec une ou plusieurs portées nettement plus grandes à l'aide de palées d'appui provisoires à condition qu'elles soient réalisables dans des conditions économiques acceptables pour le projet considéré et que leur déformabilité (horizontale et verticale) puisse être contrôlée efficacement.

#### 4.3.1 Dimensionnement de la section transversale

Le dimensionnement de la section transversale peut être effectué sur les mêmes bases que celui des ponts construits en encorbellement et suivant les indications du tableau 2.

La forme de la base du caisson peut présenter quelques particularités liées au mode de construction.

Par **exemple**, lorsque le caisson possède des âmes inclinées, on peut en évaser légèrement la base afin de favoriser le centrage des réactions des appuis provisoires (figure 19).

Lorsque le tablier est rectiligne en plan, avec un hourdis supérieur à dévers constant (2,5 % par exemple), la solution la plus simple pour réaliser ce dévers consiste à donner aux âmes (qu'elles soient verticales ou inclinées) une hauteur différente.

Par contre, lorsque l'ouvrage est courbe en plan, le dévers peut être plus important et il est préférable de conserver une section droite symétrique avec un hourdis inférieur de géométrie appropriée (figure 20).

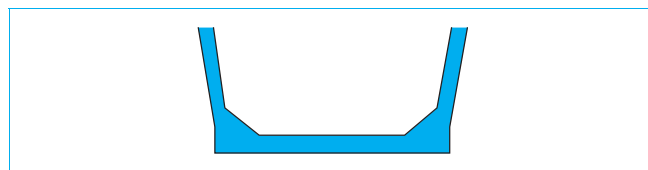


Figure 19 – Géométrie du bas de caisson d'un pont poussé à âmes inclinées

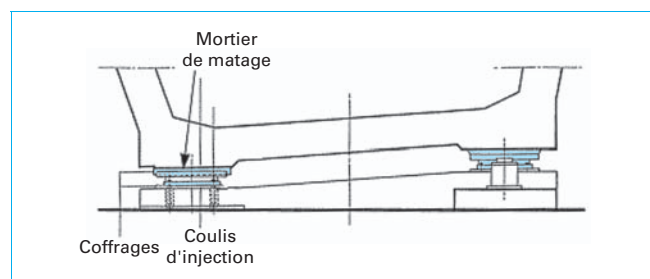


Figure 20 – Exemple de géométrie du hourdis inférieur d'un pont poussé courbe

**Tableau 2 – Données pour le dimensionnement des ponts poussés**

Constitution	Ponts-routes	Ponts-rails
Épaisseur du hourdis supérieur (cm)	22 à 26	30
Épaisseur des âmes (cm) avec câblage de continuité extérieur pour les ponts-routes	$\text{Max} \left[ 30 ; 30 + \frac{(B \times L) - 500}{20} \right]$ avec $B$ (m) largeur du hourdis, $L$ (m) portée déterminante.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 50 cm en zone courante</li> <li>• 90 à 100 cm au voisinage des appuis</li> </ul>
Élancement	$H/L = 1/12$ à $1/17$	$H/L = 1/12$ à $1/14$
Épaisseur équivalente (m)	$0,25 + 0,008\,8\,L$ (pour $20\,\text{m} \leq L \leq 55\,\text{m}$ )	$0,40 + 0,01\,L$ (pour $35\,\text{m} \leq L \leq 55\,\text{m}$ )
Pourcentage d'aciers actifs	40 à 45 kg par m <sup>3</sup> de béton	65 à 70 kg par m <sup>3</sup> de béton
Pourcentage d'aciers passifs	140 à 150 kg par m <sup>3</sup> de béton	140 à 150 kg par m <sup>3</sup> de béton

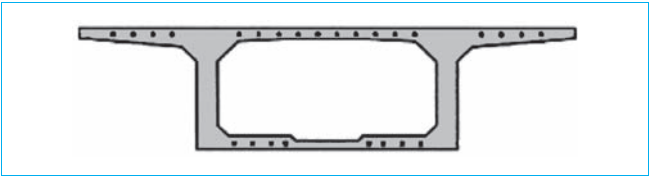


Figure 21 – Position traditionnelle des câbles de poussage

4.3.2 Câblage des ponts poussés

Dans l’ouvrage en service, le tracé de la ligne moyenne de la précontrainte doit être fortement sinueux, mais, au cours du poussage, la plupart des sections du tablier se trouvent successivement au droit d’une pile et au milieu d’une travée. Elles sont donc alternativement le siège de moments fléchissants et d’efforts tranchants de signes contraires, d’où la nécessité d’obtenir pendant cette phase une précontrainte dont la ligne moyenne s’écarte peu du lieu des centres de gravité des sections.

- D’une façon générale, la précontrainte d’un pont poussé est réalisée grâce à **deux familles de câbles** :
  - les **câbles de première phase (ou câbles de « poussage »)**, conférant au tablier la résistance requise pendant son déplacement ;
  - les **câbles de seconde phase (ou câbles de « continuité »)**, comprenant des câbles au tracé non rectiligne, des câbles « chapeaux » (sur piles) et des câbles bas en travée. Ils confèrent aux sections la résistance nécessaire vis-à-vis des efforts internes (moment fléchissant et effort tranchant) en service.

■ Dans les ouvrages de conception traditionnelle, certains câbles provisoires (destinés à faciliter le poussage) sont extérieurs et ancrés sur les entretoises, mais la majeure partie des câbles de première phase sont rectilignes et placés dans les plans médians des hourdis (figure 21). Compte tenu du mode de construction par tronçons, ils sont constitués de segments mécaniquement raccordés les uns aux autres par des organes de couplage, ou par recouvrement à travers des bossages formant surépaisseurs des âmes et/ou des hourdis.

En cas d’utilisation de coupleurs, les règles de bonne conception imposent qu’en toute section moins de la moitié des câbles soient raccordés par coupleurs pour éviter certains désordres spécifiques. De plus, les coupleurs doivent être isolés du béton par un système de capot métallique.

Mais, la méthode de raccordement la plus répandue est la méthode par recouvrement.

Les effets du poids propre pendant la phase de construction gouvernent largement le dimensionnement des tabliers poussés. Il est donc logique de les réduire au maximum, et la précontrainte extérieure fournit une solution efficace dans la mesure où elle permet de diminuer l’épaisseur des âmes qui ne contiennent donc pas de câbles.

Une fois installé sur ses appuis définitifs, un pont poussé est une poutre continue sur appuis simples. La précontrainte de première phase est d’une efficacité médiocre en phase finale, voire néfaste lorsqu’elle apporte des contraintes de compression d’intensité trop élevée s’ajoutant à celles résultant des efforts dus au fonctionnement normal de la structure en service. Les câbles les plus efficaces passent en partie supérieure du caisson, au voisinage des appuis intermédiaires, et descendent dans les régions inférieures de la poutre-caisson dans les travées.

Lorsqu’ils sont noyés dans les âmes (conception traditionnelle), on les appelle « câbles ondulés » : ils règnent généralement sur deux travées consécutives. Lorsqu’ils sont extérieurs, on leur

confère un tracé trapézoïdal avec seulement deux entretoises déviatrices intermédiaires (pour ne pas trop alourdir la structure) situées au voisinage des quarts de portée afin d’optimiser les effets de la précontrainte, tant du point de vue des moments de flexion, que de celui de l’effort tranchant.

Quelques ouvrages ont été dotés d’une précontrainte totalement extérieure. Mais l’intérêt économique d’une telle solution n’a pas été prouvé, et l’intérieur du tablier est bien encombré, même si les câbles employés sont de forte puissance (par exemple, 19T15S).

- La **principale innovation dans le câblage des ponts poussés** a consisté à réaliser la précontrainte de première phase à l’aide de câbles (définitifs) au tracé trapézoïdal et de « contre-câbles » (provisoires) épousant un tracé symétrique du précédent par rapport au plan horizontal contenant la fibre moyenne : la somme des effets de ces deux groupes de câbles fournit un effort normal centré.
- Les **principes de câblage actuellement adoptés** conduisent à l’une ou l’autre des deux conceptions décrites de façons synthétique dans le tableau 3.

Tableau 3 – Récapitulatif du câblage des ponts poussés		
Câbles de poussage	Câblage final	Commentaires
Câbles rectilignes définitifs intérieurs	Câbles rectilignes définitifs intérieurs	Conception très simple, mais un peu consommatrice de précontrainte en première phase
+	+	
Câbles rectilignes démontables intérieurs ou extérieurs	Câbles trapézoïdaux définitifs extérieurs	
Câbles rectilignes définitifs intérieurs	Câbles rectilignes définitifs intérieurs	Conception et réalisation plus complexes.
+	+	
Câbles rectilignes démontables intérieurs et/ou extérieurs	Câbles trapézoïdaux définitifs extérieurs	
+	+	
Câbles trapézoïdaux définitifs extérieurs	Câbles chapeaux et câbles bas en travée définitifs intérieurs	Optimisation de la précontrainte en cas de réemploi des contre-câbles provisoires (pour confectionner les câbles chapeaux et les câbles bas en travée) à condition de limiter leur tension à $0,7 f_{pk}$ (avec $f_{pk}$ résistance caractéristique en traction de l’acier de précontrainte)
+		
Contre-câbles trapézoïdaux extérieurs démontables		

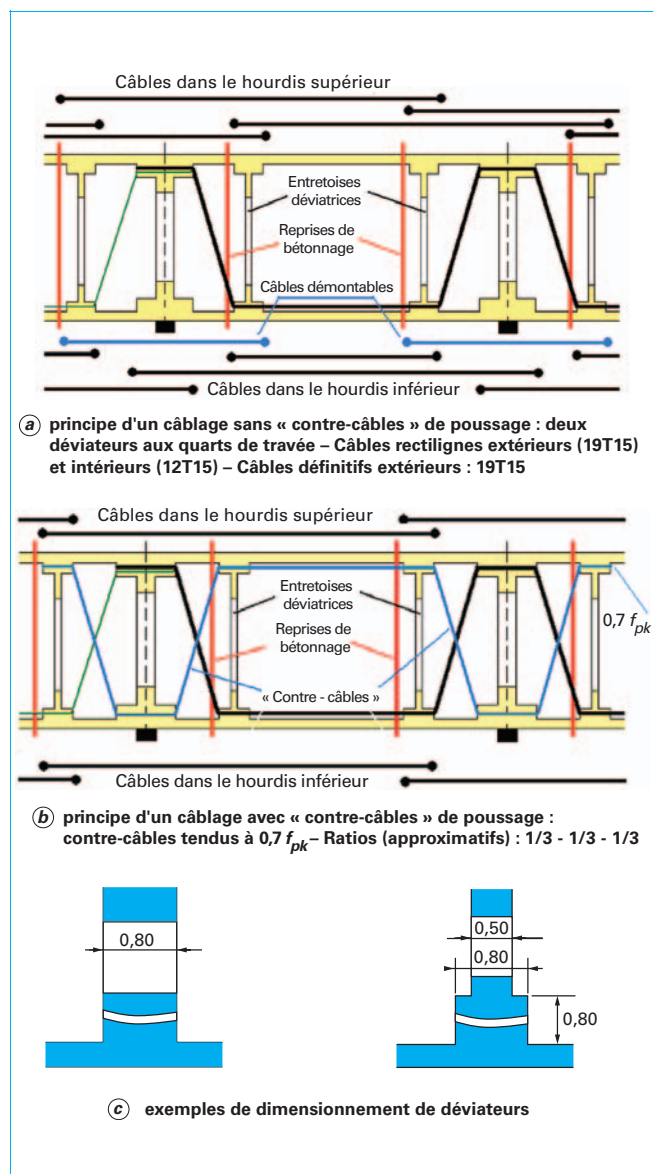


Figure 22 – Principes de câblage des ponts poussés

Ces deux conceptions sont illustrées sur la figure 22.

Noter que certains câbles rectilignes définitifs peuvent être extérieurs, mais les câbles intérieurs ne gênent en rien l'exécution des hourdis et, s'ils sont correctement injectés, ils offrent une bonne garantie de résistance à la rupture du tablier.

■ Les contraintes de cisaillement dans les âmes, pour une épaisseur donnée, peuvent dépasser les contraintes limites dans des zones relativement localisées. Il ne serait pas alors judicieux de les épaissir sur toute la longueur de l'ouvrage. On peut recourir à une précontrainte verticale dans les zones en question, réalisée le plus souvent à l'aide de monotorons (environ 160 kN de force utile) au tracé en forme de boucle, de manière que les deux ancrages actifs se trouvent dans le hourdis supérieur (figure 23).

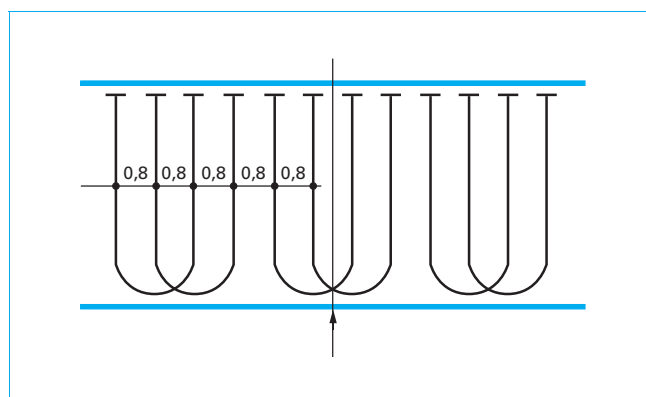


Figure 23 – Exemple de précontrainte verticale dans les âmes d'un caisson au droit des appuis intermédiaires

## 5. Autres méthodes de construction des ponts en béton précontraint

Les autres méthodes de construction des ponts en béton précontraint sont :

- la construction sur cintre autolanceur ;
- la construction à l'avancement.

La construction sur cintre autolanceur consiste à confectionner un ouvrage par travées entières dans un cintre suspendu à une structure métallique porteuse. Cette structure est appuyée, vers « l'arrière », sur l'extrémité du tablier déjà exécuté et, vers « l'avant », sur une pile (ou une culée). Lorsque le béton de la nouvelle travée a durci et a été mis en précontrainte, le cintre est déplacé pour franchir la travée suivante à l'aide d'un avant-bec métallique facilitant l'accostage sur une nouvelle pile.

On distingue les cintres auto-lanceurs « par-dessus », qui portent les coffrages au moyen de suspentes, des cintres « par-dessous » dans lesquels les coffrages sont fixés aux éléments porteurs. Le tablier peut être une dalle nervurée, mais plus généralement une poutre-caisson.

Ce procédé de construction fut à la mode dans les années 1960 à 1970 pour des ouvrages longs et de portées situées dans la gamme 40 à 50 m. En France, il est pratiquement abandonné en raison du faible nombre d'ouvrages susceptibles d'être concernés et du coût d'un cintre auto-lanceur, mais la technique est toujours employée dans de nombreux pays du monde.

La méthode de construction à l'avancement consiste à confectionner un tablier de pont à l'aide de voussoirs préfabriqués en appliquant la précontrainte définitive en fin d'assemblage de chaque travée. Les voussoirs sont provisoirement fixés les uns aux autres à l'aide de barres de précontrainte, la flexion de la travée étant reprise, soit par un cintre, si elle est de portée modérée, soit par un haubanage provisoire, avant de recevoir la précontrainte définitive.

L'expérience montre que cette technique demande des moyens d'exécution relativement légers, mais une maîtrise parfaite des efforts et des déformations, et donc des efforts, en cours de construction. Pour cette raison, elle est maintenant d'un emploi assez rare.

## 6. Ponts en arc et à béquilles

Par le passé, de nombreux ouvrages appartenant à l'une ou à l'autre de ces deux familles ont été conçus en acier. Mais, pour les grandes portées, la méthode de construction en encorbellement a donné au matériau béton une compétitivité inégalable. Les développements qui suivent privilégient, pour cette raison, les ponts confectionnés dans ce dernier matériau.

Les arcs et les ponts à béquilles sont des structures parmi les mieux adaptées au franchissement de vallées encaissées ou de gorges profondes.

### 6.1 Ponts en arc

#### 6.1.1 Morphologie générale

Un pont en arc est, avant tout, une poutre courbe, portant un tablier, à fibre moyenne de géométrie circulaire ou parabolique et à réactions d'appui obliques nécessitant un sol de fondation d'excellente résistance. L'arc proprement dit est généralement en béton armé, parfois légèrement précontraint. Ses dimensions d'ensemble sont caractérisées par son ouverture  $L$ , mesurée entre ses naissances, et sa flèche  $f$ , qui représente la distance entre la ligne joignant ses naissances et le point le plus haut de la fibre moyenne (figure 24). La valeur moyenne du rapport  $L/f$  est voisine de 6 : elle varie, dans les projets réels, de 5 à 8.

On distingue les ponts dont le tablier est placé au-dessus de l'arc (arcs à tablier supérieur) et ceux dont le tablier est placé au-dessous de l'arc (arcs à tablier suspendu ou intermédiaire). **Les premiers sont les seuls à s'accommoder de la méthode de construction en encorbellement.**

Les arcs sont parfois encastrés à leurs naissances afin de limiter leurs déformations sous l'effet du fluage du béton. Toutefois, dans le cas des arcs de grande ouverture, un dispositif de vérinage est prévu à la clé permettant de compenser, à la construction, les effets du raccourcissement instantané produit par la mise en charge de l'arc, ainsi qu'une partie des déformations différées futures.

L'arc proprement dit est le plus souvent :

- un caisson, aux faces latérales traitées architecturalement (section uni- ou multicellulaires), pour les grandes ouvertures ( $> 150$  m), d'épaisseur  $H$  telle que  $L/H \approx 60$  ;
- constitué de poutres pleines entretoisées pour les ouvertures moyennes (100 à 150 m) ;
- une dalle à nervures latérales pour les faibles ouvertures ( $< 100$  m).

Le tablier est une dalle armée ou précontrainte, dotée ou non de nervures, ou un tablier à poutres précontraintes de 15 à 40 m de portée (distance entre pilettes). Mais, on peut également envisager

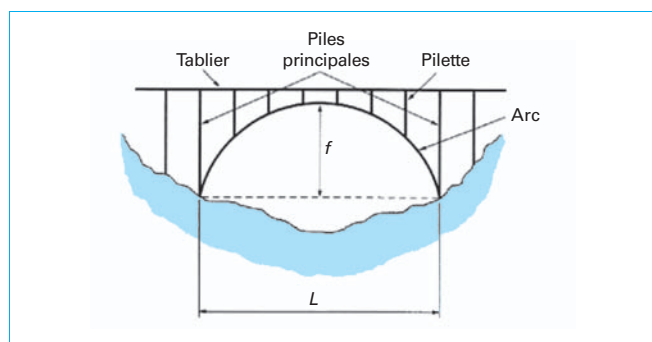


Figure 24 – Représentation schématique d'un arc à tablier supérieur

un tablier en ossature mixte (pont de la Rance – figure 25) ou une poutre-caisson mise en place par poussage (pont de Trellins), bien que, dans ce dernier cas, la technique de mise en œuvre engendre une dissymétrie dans les efforts en cours de construction dont le contrôle peut être délicat et la gestion coûteuse.

#### 6.1.2 Méthode de construction

Par le passé, les arcs étaient construits sur un cintre, véritable pont provisoire, le plus souvent en bois, sur lequel était confectionné l'ouvrage définitif. Après la Seconde Guerre mondiale, le coût des cintres devint prohibitif et la technique des arcs fut abandonnée pendant de nombreuses années, jusqu'à ce que l'utilisation de haubans provisoires et la construction en encorbellement leur permettent de retrouver leur place dans la panoplie des solutions pour le franchissement de grandes brèches.

■ Le **haubanage** peut être direct ou à triangulation. Le haubanage direct consiste à retenir, pendant la phase de construction, les voussoirs constitutifs de l'arc à l'aide de câbles ancrés au rocher, ou dans des culées appropriées, en prenant appui sur les piles principales (éventuellement surélevées en phase provisoire), c'est-à-dire les piles situées au voisinage des naissances de l'arc, ou sur des pylônes auxiliaires provisoires (figure 26). Les voussoirs, d'une longueur comprise entre 3 et 7 m, peuvent être haubanés individuellement ou par groupes de deux ou trois.

■ La **triangulation** consiste à maintenir une tranche d'arc comprise entre deux pilettes au moyen d'une diagonale (câbles et/ou profilés métalliques), remontant les efforts de poids propre en tête de la précédente pilette. Cette dernière est, elle-même, maintenue par un système de tirants ramenant les efforts vers l'arrière (culée ou ancrage au rocher).



Figure 25 – Pont Chateaubriand sur la Rance (Source LCPC)



Figure 26 – Construction du pont de Krk en Croatie (Source JAC)



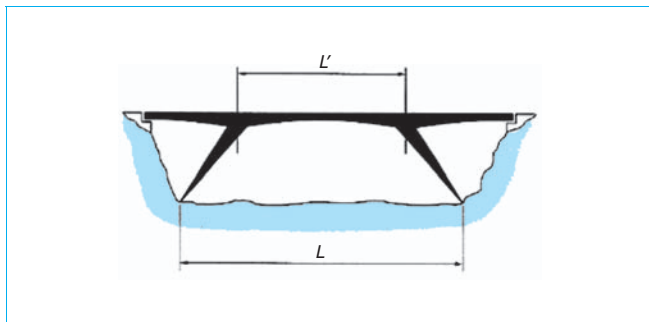


Figure 27 – Représentation schématique d'un pont à béquilles

■ Une **autre méthode** a été employée, consistant à exécuter chaque demi-arc « à la verticale » à l'aide de coffrages grimpants (le pont de l'Argentöbel près de Munich en est un exemple), puis à rabattre les deux demi-arcs dans leur position définitive par rotation autour d'articulations provisoires situées à leur naissance, tout en les maintenant à l'aide de dispositifs de retenue appropriés pendant la phase de basculement.

■ La **construction d'arcs de très grande ouverture** (plus de 400 m) franchissant de larges fleuves a repris depuis quelques années selon une technique mise au point en Chine. L'arc proprement dit est constitué de deux, voire de plusieurs tubes métalliques remplis de béton. Les tubes sont assemblés à terre, puis placés dans leur position définitive à l'aide de matériel roulant et flottant.

## 6.2 Ponts à béquilles

Comme les arcs, les ponts à béquilles peuvent fournir une élégante solution au franchissement de vallées encaissées. Le tablier des ponts à béquilles modernes est, le plus souvent, une poutre continue à trois travées en béton précontraint reposant sur deux piles inclinées, généralement articulées sur leur fondation et dotées d'un système de vérinage à la base pour permettre un réglage de leur écartement durant la vie de l'ouvrage (figure 27). Elles peuvent être à fût unique, lorsque les effets du vent latéral en cours de construction ne sont pas très importants, ou à double fût avec inclinaison modérée (10 à 20°) des deux fûts par rapport au plan médian de l'ouvrage, lorsque se posent des problèmes de stabilité sous l'action du vent transversal en construction, ou pour des raisons architecturales.

Dans le plan médian de l'ouvrage, l'inclinaison des béquilles est généralement proche de 45°. Le tablier est une poutre de hauteur variable dès que la portée centrale ( $L'$ ) est importante (au-delà de 60 m). Il s'agit, le plus souvent, d'une poutre-caisson. Les béquilles sont également des poutres-caissons afin de diminuer leur poids propre. Les hauteurs du tablier sur appui et à la clé sont sensiblement identiques à celles d'un tablier construit classiquement en encorbellement et encastré sur des piles verticales ( $L'/17$  sur appui,  $L'/35$  à  $L'/40$  à la clé).

En général, on construit les béquilles et les travées de rive sur cintre. Puis, dans sa partie centrale, le tablier est construit en encorbellement de façon classique. Les variantes portent principalement sur la méthode d'appui du tablier en phase provisoire.

Souvent, les béquilles sont appuyées sur des palées provisoires verticales (figure 28), mais on a construit, et maintenu, de façon un peu plus acrobatique des béquilles à l'aide d'un haubanage provisoire.



Figure 28 – Viaduc de la Truyère en cours de construction, avec pile provisoire (Source JAC)

## 7. Ponts métalliques

En bénéficiant des progrès constants accomplis dans la fabrication d'aciers de caractéristiques mécaniques élevées, régulières et garanties par des normes, dans l'amélioration des techniques d'assemblage, des méthodes de montage et des techniques de protection contre la corrosion, la construction métallique possède d'incontestables atouts liés à l'excellent rapport poids/performance du matériau, à la fabrication de pièces en atelier, dans des conditions optimales pour l'obtention de la qualité, et à des processus de montage rapides. La baisse graduelle du prix de l'acier et la hausse des coûts de main-d'œuvre ont conduit les ingénieurs à simplifier au maximum la conception des structures, voire à abandonner certains types d'ouvrages. Cette forte tendance à la simplification a largement orienté la conception des ponts vers les ossatures mixtes constituées par une dalle en béton armé associée à deux ou plusieurs poutres métalliques en I.

### 7.1 Différentes parties d'un pont métallique

Il est d'usage de distinguer (figure 29) la couverture (qui reçoit directement les charges d'exploitation) du système porteur comprenant les poutres principales, les éventuelles poutres secondaires longitudinales (longerons) et les poutres transversales (entretoises ou pièces de pont).

#### 7.1.1 Couvertures

De nos jours, les couvertures les plus courantes sont les **dalles en béton armé participantes**, parfois dotées d'une précontrainte transversale, et les **dalles orthotropes**.

■ La liaison des **dalles en béton** aux poutres métalliques est assurée par des connecteurs principalement constitués par des cornières ou des goujons verticaux soudés sur les semelles supérieures des poutres.

■ Les **dalles orthotropes** (figure 30) sont constituées d'une tôle continue, encore appelée « **tôle de platelage** » ou « **tôle de roulement** », de 12 ou 14 mm d'épaisseur minimale, raidie selon deux directions perpendiculaires : par des pièces de pont dans le sens transversal et par des raidisseurs équidistants (plats, cornières, augets) dans le sens longitudinal. En France, on utilise surtout les raidisseurs en forme d'augets, élaborés à partir de plats de 6 ou 8 mm d'épaisseur, espacés de 60 cm d'axe en axe.

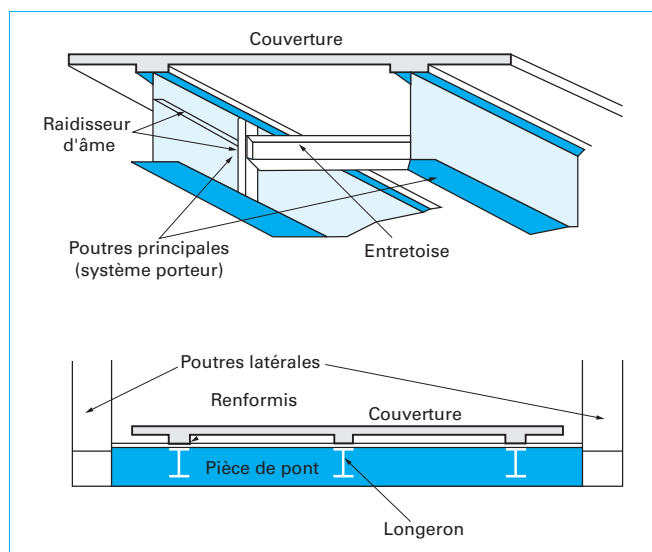


Figure 29 – Différentes parties d'un pont métallique

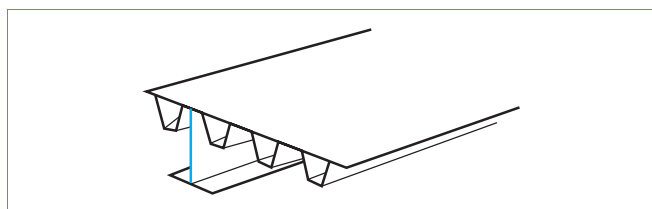


Figure 30 – Coupe schématique d'une dalle orthotrope

L'avantage essentiel de la dalle orthotrope par rapport à une dalle en béton, outre sa rapidité de montage, réside dans sa légèreté, mais elle est coûteuse et son domaine d'emploi est plutôt réservé aux ponts de grande portée (où le gain de poids est particulièrement intéressant), aux ponts de moyenne portée, lorsque les conditions de gabarit exigent un ouvrage très élancé, et aux viaducs métalliques démontables dont l'usage est très exceptionnel.

### 7.1.2 Système porteur

Les ponts à poutres (en I, à âme pleine ou en caisson) sont, de loin, les ponts les plus courants car ils couvrent une large gamme de portées (jusqu'à 160 m en travée indépendante dans le cas du pont de Cheviré). Les poutres en I peuvent être placées sous la chaussée, ou latéralement au-dessus de la chaussée lorsque se posent des problèmes de hauteur libre à dégager au-dessus de l'obstacle franchi.

Plus rarement, on recourt à des poutres en treillis, que l'on place également en position latérale au-dessus de la chaussée.

## 7.2 Ponts à poutres en ossature mixte

### 7.2.1 Ponts à poutres en I sous chaussée

La gamme usuelle des portées de ces ponts va de 30 à 120 m environ, pour les travées continues, et de 25 à 90 m environ, pour les travées indépendantes. Avant 1970, les tabliers en ossature mixte étaient plutôt de type multipoutres. Actuellement, ils sont assez systématiquement conçus avec seulement deux poutres

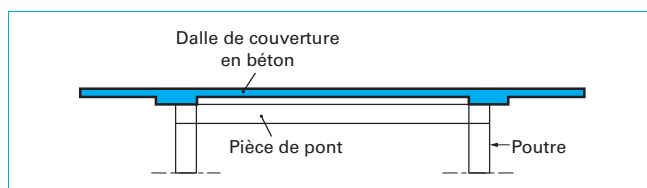


Figure 31 – Coupe schématique d'un tablier à pièces de pont

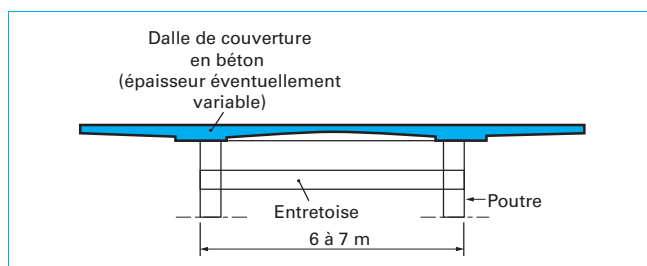


Figure 32 – Coupe schématique d'un tablier à entretoises

pour des raisons de simplicité de construction, mais les tabliers multipoutres restent intéressants dans certains cas.

■ Si le tablier est plutôt large (au-delà de 13 m environ), la solution la plus courante consiste à connecter longitudinalement une dalle en béton (20 à 24 cm d'épaisseur) aux deux poutres et transversalement à des pièces de pont espacées de 4 m environ : on obtient un pont mixte à pièces de pont (figure 31).

■ Dans le cas contraire, on peut connecter la dalle (25 cm d'épaisseur en zone courante) seulement sur les deux poutres porteuses espacées d'environ 0,55 fois la largeur de la dalle et reliées par des entretoises : on obtient un pont mixte à entretoises (figure 32).

Dans le but d'en diminuer le poids, la dalle de couverture peut être précontrainte transversalement (monotorons T15S au pas de 20 à 60 cm) lorsque sa largeur dépasse 17 à 18 m (les connecteurs sont alors de type « à friction »).

### 7.2.2 Ponts à poutres en forme de caissons

On recourt aux caissons lorsqu'il est nécessaire de disposer d'une section fermée pour résister à la torsion. Ce cas se présente, notamment, lorsque le tracé en plan de l'ouvrage est courbe, ou lorsqu'il est nécessaire d'avoir des appuis intermédiaires ponctuels afin de limiter l'emprise des piles (site urbain, voies ferrées, etc.). Une section rigide à la torsion peut être nécessaire également pour faciliter la mise en place de grandes travées.

Par ailleurs, les caissons offrent une bonne résistance à la corrosion : les surfaces extérieures sont lisses et ne favorisent donc pas l'accumulation d'eau, et les surfaces intérieures sont en atmosphère protégée (éventuellement grâce à un appareil absorbant l'humidité comme dans le cas des très grands ponts). De plus, ils possèdent une esthétique agréable due à des volumes nets. Mais ils sont, sauf exception, plus coûteux que les poutres en I, car ils nécessitent une plus grande quantité d'acier et des opérations d'usinage plus lourdes. Ils ne sont compétitifs que s'ils peuvent être entièrement préfabriqués en atelier, puis transportés sur le site d'un seul tenant, ce qui implique une largeur nette inférieure à 5 m.

La dalle en béton armé s'appuie seulement sur les parois du caisson, si celui-ci n'est pas trop large, ou simultanément sur les parois du caisson et sur les éléments transversaux, dans le cas contraire. Si le tablier est très large, il peut être avantageux de prévoir plusieurs caissons de taille réduite afin de diminuer la quantité d'acier des semelles inférieures.

L'élancement d'une poutre-caisson mixte dépend de la largeur de la plate-forme : il est de l'ordre de 1/36 pour un tablier de hauteur constante et de 12 m de largeur.

### 7.2.3 Ponts à poutres latérales à âme pleine

Les tabliers dont les ossatures latérales sont des poutres à âmes pleines ne présentent un intérêt économique que dans le cas des ponts-rails, dans une gamme de portées allant de 6 à 25 m, pour les ponts à poutres latérales basses, et jusqu'à 50, voire 60 m, pour les ponts à poutres latérales hautes.

Les premiers sont souvent employés pour remplacer d'anciens tabliers à poutres jumelles. Les seconds sont toujours constitués de poutres reconstituées solidarisées à un tablier en poutrelles enrobées. Leur aspect peut être particulièrement ingrat s'il n'est pas traité avec beaucoup de soin. C'est pourquoi, on place généralement les passages de service du côté extérieur des poutres pour rompre leur monotonie par les zones d'ombre qu'ils créent.

### 7.2.4 Aspects techniques particuliers des ponts à poutres en I

Les ponts à poutres sous chaussée s'adaptent facilement à un biais géométrique ou à un tracé en plan courbe. Dans le premier cas, les pièces de pont et les entretoises sont souvent disposées perpendiculairement aux poutres principales, à l'exception des entretoises d'about, pour ne pas augmenter leur portée et éviter de compliquer leur assemblage. Dans le second cas, on peut, soit disposer des poutres droites et jouer sur la géométrie en plan de la dalle de couverture, soit utiliser des poutres courbes, dont la réalisation n'est guère compliquée si leur courbure est constante.

■ Le **contrôle de la fissuration** des dalles en béton, phénomène naturel, est un problème qu'il convient de traiter avec attention en respectant quelques règles de l'art portant essentiellement sur la qualité du béton (compacité, teneur en eau, fluidifiants, etc.) et sur le processus de mise en œuvre (coulage continu sur toute la longueur pour les ponts d'importance moyenne, sinon coulage par phases longitudinales successives combiné avec des dénivellements d'appui appropriés).

Cette fissuration résulte, non seulement des contraintes de traction apparaissant dans les zones de moment négatif, mais également du retrait au jeune âge du béton (retrait thermique et retrait endogène).

**Lorsque les délais d'exécution sont courts**, il est possible de prévoir des dalles préfabriquées qui reposent sur les membrures supérieures des poutres par l'intermédiaire de renformis et dont les joints sont coulés à l'avancement, mais cette solution est de réalisation délicate.

**Exemple.** Si on appelle  $L$  la portée déterminante, l'élancement des poutres métalliques en I dans les ponts routiers est de l'ordre de 1/22 à 1/25 en travée indépendante, 1/28 en travées continues de hauteur constante.

Si la hauteur est variable, l'élancement sur pile est de l'ordre de 1/27 et l'élancement en travée est de l'ordre de 1/30, mais il peut atteindre sans peine 1/35, voire 1/40.

Avec les notations de la figure 33, la largeur  $b_s$  de la semelle supérieure et la largeur  $b_i$  de la semelle inférieure peuvent être estimées par les formules moyennes suivantes, lorsque  $L$  varie de 30 à 100 m :

$$\begin{aligned} b_s(\text{mm}) &= \frac{1}{7} (40L + 1600) \\ b_i(\text{mm}) &= 10L + 200 \end{aligned}$$

L'épaisseur de l'âme, notée  $t_w$ , est presque toujours supérieure ou égale à 12 mm afin de limiter le nombre de ses raidisseurs, et il est conseillé de s'assurer que la contrainte de cisaillement moyenne due à l'effort tranchant  $V$  calculé sous combinaisons d'actions de service est telle que  $\frac{V}{dt_w} \leq 100 \text{ MPa}$ .

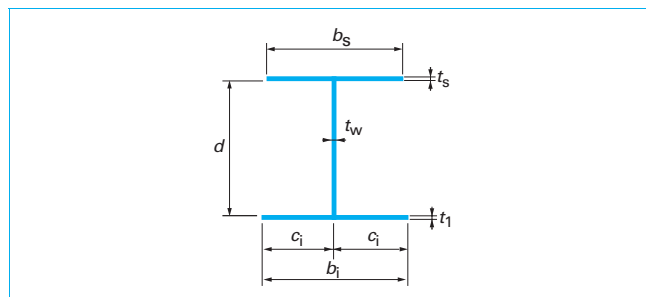


Figure 33 – Section de poutre

Pour éviter tout risque de voilement, le rapport de la largeur  $b$  d'une voile à son épaisseur  $t$  doit satisfaire à la condition :

$$\frac{b}{t} \leq 0,9 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

avec  $E$  module d'élasticité de l'acier,  
 $f_y$  sa limite d'élasticité.

■ Les **données de dimensionnement des tabliers de ponts ferroviaires** dépendent largement de la nature du trafic pour lequel ils sont prévus : trafic normal, trafic lourd, trafic à grande vitesse. Les problèmes de rigidité et de comportement dynamique sont déterminants pour les ponts situés sur les lignes à grande ou très grande vitesse.

## 7.3 Ponts à platelage orthotrope

Le domaine d'emploi de la dalle orthotrope est celui des (très) grandes portées (supérieures à 120 m), des grands élancements, des ponts mobiles et celui des ouvrages où la rapidité de montage est prépondérante.

Pour un pont symétrique à trois travées et sans contraintes particulières, la longueur des travées de rive peut être comprise entre 0,4 et 0,6 fois celle de la travée centrale. Le choix entre la hauteur variable et la hauteur constante dépend essentiellement des contraintes naturelles du projet ou de considérations d'ordre esthétique. Mécaniquement, la hauteur variable n'est pleinement justifiée qu'au-delà d'une portée déterminante de l'ordre de 150 m.

Les tabliers à dalle orthotrope sont constitués, soit par deux poutres, soit par un caisson à deux âmes. Dans le premier cas, il convient d'espacer au maximum les axes des poutres de façon à utiliser l'effet de membrane de la dalle. Par contre, si la structure porteuse est un caisson, il peut être intéressant de donner une grande largeur aux encorbellements latéraux afin d'économiser les parties de tôle comprises entre les âmes.

En ce qui concerne les élancements moyens, il n'y a pratiquement pas de différence entre un tablier à caisson et un tablier à poutres. En travée isostatique, cet élancement est proche de 1/30. Pour un pont continu, l'élancement moyen est également de l'ordre de 1/30 en hauteur constante. Il est compris entre 1/25 et 1/30 sur pile, 1/40 et 1/50 au milieu des travées principales.

## 7.4 Fatigue dans les ponts métalliques

Les charges dues au trafic routier ou ferroviaire induisent dans les tabliers de ponts des cycles d'intensité et de fréquence élevées ; ils sont donc potentiellement susceptibles de s'endommager en fatigue. Les charges transmises par les roues des véhicules aux éléments d'un tablier de pont ont un caractère dynamique dû à leurs masses suspendues, aux irrégularités de la chaussée ou de la voie, et à la réponse dynamique du tablier. En général, l'amplification dynamique est la plus forte au voisinage des discontinuités de la surface de roulement, par exemple près des joints de dilatation aux extrémités d'un pont routier.

Les tabliers de ponts routiers à dalle orthotrope sont particulièrement concernés par l'endommagement en fatigue.

■ Ceux qui furent conçus et construits **dans les années 1950 à 1960** ont prouvé leur bon comportement et leur durabilité pendant plusieurs décennies. Le concept de pont en caisson dans lequel la couverture orthotrope est associée au fonctionnement d'ensemble de la structure a conduit à des réductions considérables de poids, mais les effets de la fatigue ont été parfois sous-estimés par le passé. Ainsi, dans quelques ponts où les assemblages soudés des cadres transversaux avec les raidisseurs transversaux des âmes des poutres principales ne respectaient pas les règles de conception à la fatigue, des fissures furent découvertes, notamment dans les endroits où, du fait de la présence de raidisseurs rigides ou de diaphragmes, la flexibilité de la couverture orthotrope sous l'effet des charges de trafic subissait une discontinuité brutale, d'où des actions dynamiques (chocs) amplifiant des variations de contraintes locales répétées.

■ **De nos jours**, les ponts métalliques sont systématiquement vérifiés vis-à-vis de la fatigue en effectuant de façon directe ou indirecte un calcul d'endommagement à l'aide de la règle de Palmgren-Miner [3] et d'un histogramme des variations de contraintes réelles déduit d'un enregistrement de trafic représentatif, ou en utilisant une méthode simplifiée basée sur l'usage d'un convoi unique spécialement calibré pour qu'un seul passage de ce convoi sur le pont induise une variation de contrainte représentative des effets du trafic réel.

■ **Dans la pratique**, les normes fournissent une classification des détails sensibles à la fatigue (figure 34a) par référence à des courbes, appelées « courbes de Wöhler », reliant chaque étendue de variations de contraintes au nombre de cycles entraînant la rupture, avec certaines marges de sécurité non apparentes (figure 34b).

Les conséquences de la prise en compte de la résistance à la fatigue portent essentiellement sur le dimensionnement des poutres principales des ouvrages de faible ou de moyenne portée, notamment au niveau de l'assemblage des montants d'âme verticaux sur les semelles inférieures à mi-portée des travées et dans les zones faiblement sollicitées en flexion.

## 8. Ponts à câbles

Les structures les plus adaptées pour franchir de très grandes portées sont les structures à câbles, c'est-à-dire des structures souples, susceptibles de se déformer suffisamment pour reporter les efforts qui leur sont appliqués à des parties possédant une meilleure aptitude à leur résister et, en définitive, à les transmettre au sol.

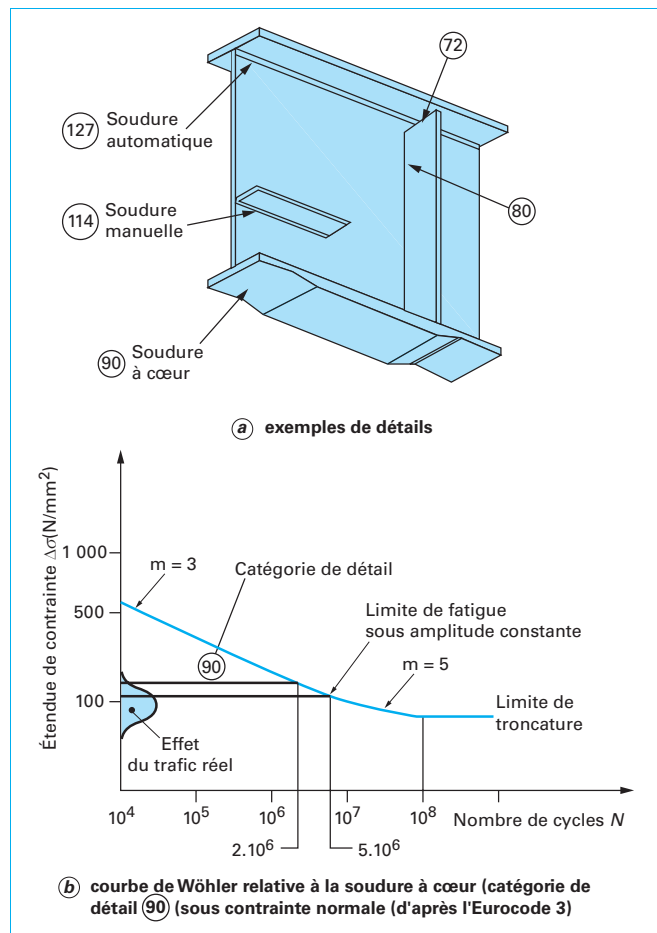


Figure 34 – Fatigue dans une poutre métallique

Dans les ponts à câbles, le tablier joue principalement le rôle d'un plancher transmettant les efforts qu'il reçoit à des structures d'appui par un système de câbles d'acier. **Les deux grandes familles de ponts à câbles sont les ponts suspendus et les ponts à haubans.**

### 8.1 Ponts suspendus

Dans la famille des ponts suspendus, les ponts symétriques à trois travées avec câbles porteurs paraboliques continus et ancrés dans des massifs indépendants sont les plus courants. Le plus grand pont suspendu français est le pont de Tancarville (1959 ; 608 m de portée centrale – figure 35) et le record du monde est le pont Akashi Kaikyo au Japon, avec une portée centrale de 1 991 m. Le tablier est accroché, de façon quasiment continue, par des suspentes à une paire de câbles porteurs paraboliques. Sous l'effet des charges verticales directes, il tend à s'abaisser, ce qui met en tension les suspentes, et ces dernières reportent les charges aux câbles porteurs en les tendant à leur tour.

Pour d'évidentes raisons de limitation du poids propre, et compte tenu de la gamme des portées couverte par ce type d'ouvrage, **le tablier des ponts suspendus est toujours en acier**. Que sa structure soit triangulée ou de forme tubulaire, il est soigneusement étudié vis-à-vis des problèmes de stabilité aéroélastique.





Figure 35 – Pont suspendu de Tancarville (Source JAC)



Figure 36 – Pont suspendu de Chavanon (Source GTM)

Le coût des ponts suspendus est largement tributaire de celui des massifs d'ancrage des câbles porteurs, qui peut être gigantesque si le sol naturel n'est pas un rocher résistant. Pour réduire ce coût, certains ingénieurs eurent l'idée d'ancrer directement les câbles porteurs sur le tablier en ses extrémités (ponts « auto-ancrés »). Mais, une telle conception présente deux inconvénients majeurs. Tout d'abord, le tablier est fortement comprimé par la tension des câbles qu'il ancre, ce qui n'est pas, en principe, à rechercher dans le cas d'un tablier en acier. D'autre part, alors que dans les ponts à massifs d'ancrage le montage progressif du tablier est relativement aisé à l'aide des câbles porteurs, il nécessite, dans ce deuxième cas, un échafaudage général qui porte le tablier pendant sa confection jusqu'à l'accrochage des câbles ou la création d'ancrages extérieurs provisoires auxquels sont fixés les câbles utilisés comme blondins jusqu'en fin de construction.

La figure 36 montre un pont suspendu moderne de conception très soignée (pont de Chavanon).

## 8.2 Ponts à haubans

### 8.2.1 Généralités

Les ponts à haubans ont fait reculer le domaine d'emploi des ponts suspendus (voir encadré 1). La limitation à l'accroissement de leur portée déterminante est seulement liée aux questions de stabilité aéroélastique (figure 37 – Viaduc de Millau). Les deux plus grands ponts à haubans actuels sont le pont de Normandie (856 m de portée centrale) et le pont sur la rivière Tatara au Japon (890 m). Mais, des études poussées permettent d'ores et déjà de penser que l'on construira, dans un proche avenir, des ponts à haubans allant jusqu'à 1 500 m de portée déterminante.



Figure 37 – Viaduc de Millau (Source JAC)

### Encadré 1 – Historique des ponts à haubans

L'idée de soutenir une travée à l'aide de haubans semble assez ancienne. Mais, le double rôle des haubans (appui par « en dessus » du tablier grâce à la composante verticale de leur tension, précontrainte grâce à la composante horizontale de cette même tension) fut mis en évidence pour la première fois dans le cas du pont-aqueduc de Tempul, en Espagne, construit en 1926 par E. Torroja. En 1946, Caquot remet en application ces idées pour construire le premier pont routier moderne à haubans, à tablier en béton armé, sur le canal d'amenée de l'aménagement hydroélectrique du Rhône à Donzère-Mondragon.

La construction de ponts à haubans de conception moderne se développe rapidement après la Seconde Guerre mondiale, d'abord avec des tabliers métalliques puis, grâce à R. Morandi, avec des tabliers en béton.

À l'origine, tous les ponts à haubans possédaient des tabliers rigides et un nombre limité de haubans de forte puissance. La grande évolution viendra du développement du haubanage multiple : cette conception, facilitée par un meilleur contrôle des efforts grâce à l'apparition de programmes de calcul performants, s'appliquera remarquablement aux ponts à tablier en béton précontraint car elle se révélera bien adaptée au mode de construction en encorbellement. Le haubanage multiple s'imposera également pour des raisons esthétiques, par la transparence qu'il confère à la structure porteuse.

### 8.2.2 Éléments de conception de la suspension

Les ponts symétriques à trois travées constituent la famille de ponts haubanés la plus nombreuse. Le rapport entre les longueurs de la travée de rive et de la travée centrale, influant fortement sur les variations de contraintes dans les haubans, est voisin de 0,4. La forme des pylônes est essentiellement dictée par la largeur du tablier, le tirant d'air dégagé par celui-ci et le choix du mode de suspension (latérale ou axiale).

Le choix d'un type de suspension, qui se répercute directement sur la conception des pylônes, n'obéit à aucune règle mathématique : il dépend de considérations, à la fois, techniques et esthétiques. Compte tenu de la complexité du problème et de la variété des conceptions possibles, nous nous bornerons à formuler quelques idées générales.

■ Une **suspension axiale** n'est envisageable, en tout état de cause, que dans le cas d'une voie portée comprenant un terre-plein central (ou une bande centrale) permettant d'implanter un pylône à mât unique. Il faut alors que le tablier soit suffisamment rigide vis-à-vis de la torsion (poutre-caisson) pour reprendre les efforts dus à un chargement dissymétrique. Il ne faut donc pas qu'il soit de largeur exceptionnelle (inférieure à 20 m, pour fixer un ordre de grandeur).

Ceci étant, les ponts à suspension axiale sont de grande qualité esthétique car la présence d'une seule nappe de haubans permet, par rapport à une suspension bilatérale, d'éviter tout croisement optique disgracieux des câbles. Par ailleurs, la présence d'un mât central élargi confère à l'ouvrage une intéressante impression de légèreté.

■ Une **suspension bilatérale** est, *a priori*, adaptée :

- aux **ponts de portée moyenne** : pour les tabliers de largeur modérée (par exemple, inférieure à 15 m), les pylônes sont constitués de deux mâts verticaux indépendants, et la suspension est constituée de deux nappes quasi verticales en forme de harpe, d'éventail ou de semi-éventail. Pour les tabliers de grande largeur, les pylônes peuvent être constitués de deux mâts verticaux reliés par une poutre de contreventement transversale ou, plus fréquemment, de deux mâts inclinés en forme de A, de V ou de Y renversés ;

- aux **ponts de grande à très grande portée**, pour bénéficier de la rigidité naturelle qu'elle confère (vis-à-vis des chargements dissymétriques et de la stabilité aéroélastique qui devient déterminante dans ce cas). Le pylône, de grande hauteur, est quasi systématiquement en forme de Y renversé, les haubans étant ancrés dans la partie verticale du Y.

■ Une **disposition des haubans en forme de harpe**, d'aspect très harmonieux, est surtout adaptée à une suspension axiale ou à une suspension bilatérale à mâts verticaux (ponts de portée moyenne). Une disposition en forme de semi-éventail est la disposition la plus courante pour les ponts à pylônes en A ou Y renversé, de moyenne à très grande portée.

### 8.2.3 Éléments de conception du tablier

Avec l'adoption quasi systématique du haubanage multiple, c'est-à-dire un haubanage comportant un grand nombre de câbles de moyenne puissance, (pour des raisons économiques et de facilité de maintenance : le remplacement d'un hauban ne pose guère de problèmes), les exigences de rigidité en flexion verticale du tablier sont devenues peu contraignantes. Cette évolution a favorisé le développement de ponts à tabliers en béton ou en ossature mixte.

■ En règle générale, le **dimensionnement des tabliers des ponts à haubans** est dicté par les efforts de flexion transversale, par la reprise des efforts ponctuels dans la zone d'ancrage des haubans et, dans le cas des tabliers à suspension axiale, par la limitation des déformations en torsion sous l'effet de chargements dissymétriques. Pour les ponts de très grande portée, la géométrie du tablier est également tributaire des conditions de stabilité aéroélastique.

■ Le **domaine d'emploi des tabliers** en béton (10 à 15 kN de poids propre par m<sup>2</sup>) semble pouvoir s'étendre jusqu'à environ 500 m de portée. Les tabliers en ossature mixte (6,5 à 8,5 kN de poids propre par m<sup>2</sup>) fournissent une intéressante solution dans une gamme de portées allant de 300 à 600 m. Les tabliers métalliques à dalle orthotrope (2,5 à 3,5 kN de poids propre par m<sup>2</sup>) restent les seuls envisageables pour les très grandes portées.

■ En ce qui concerne la **liaison du tablier aux pylônes**, là encore il n'y a pas de règle mathématique. L'encastrement (total ou élastique) est plutôt réservé aux grands ouvrages à tablier en béton et à suspension axiale, tandis que l'appui simple vertical ou la

suspension totale (avec blocage du déplacement horizontal) sont adoptés de préférence dans le cas des tabliers à suspension latérale.

La figure 38 donne quelques exemples de sections transversales de ponts à haubans à tablier en béton ou métallique.

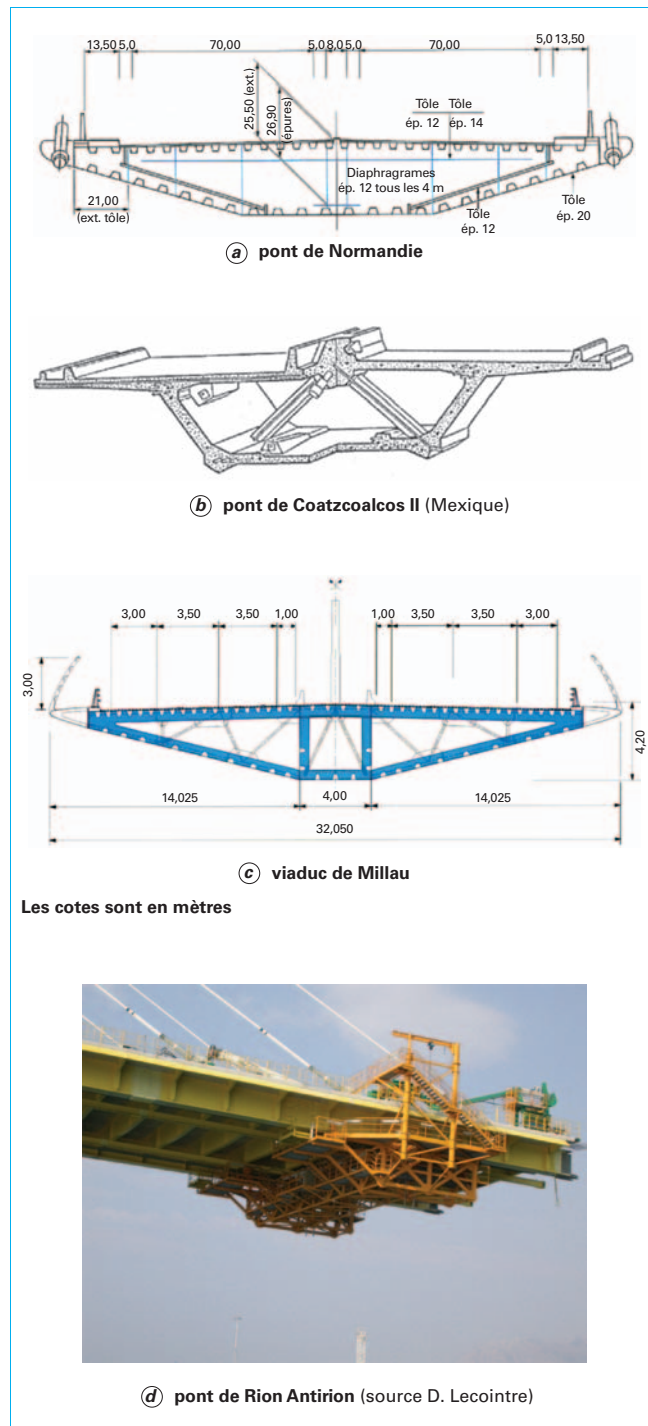


Figure 38 – Sections transversales de ponts à haubans

### 8.2.4 Technologie des haubans

Il existe principalement trois types de câbles :

- les câbles à fils parallèles ;
- les câbles formés de torons parallèles ;
- les câbles clos.

Les premiers sont constitués d'un ensemble de fils parallèles de 7 mm de diamètre, dont le nombre varie couramment de 50 à 350. Les seconds sont les plus répandus. Les plus gros câbles actuels comportent jusqu'à 109 torons, chaque toron étant constitué de 7 brins torsadés dont le diamètre le plus courant est de 15,7 mm (toron T15). Enfin, les derniers ont été, en fait, les premiers câbles à être employés pour confectionner des haubans. Ils sont constitués par un faisceau de fils parallèles à section circulaire de 5 mm de diamètre entourés par des couronnes de fils à section trapézoïdale et de fils à section en forme de Z.

Les haubans d'un pont à haubans subissent des variations de contraintes non négligeables, dues aux charges d'exploitation et

aux actions (directes et indirectes) du vent, et sont donc sensibles aux phénomènes de fatigue. C'est pour cette raison que leur tension maximale est généralement fortement limitée :  $\sigma_{\max} = 0,45 f_{rg}$ ,  $f_{rg}$  désignant la contrainte de rupture garantie en traction (1 700 à 1 800 MPa pour les câbles à fils parallèles ou à torons parallèles, 1 500 MPa pour les câbles clos).

La protection physique des câbles clos est, en principe, automatiquement assurée par les couches de fils à section en forme de Z qui se resserrent lors de la mise en tension.

Dans le cas des câbles à fils ou à torons parallèles, on les place à l'intérieur d'un conduit métallique ou en polyéthylène haute densité et les vides entre les fils ou torons et le conduit sont remplis à l'aide de coulis de ciment ou de résine époxy.

Les fils et torons peuvent aussi recevoir une protection par galvanisation à chaud et, dans certains cas, être revêtus d'une gaine plastique.