

## Ponts mixtes acier-béton

*Guide de conception durable*



Ressources, territoires, habitats et logement  
Énergie et climat  
Prévention des risques  
Développement durable  
Infrastructures, transports et mer

Présent  
pour  
l'avenir



*Guide technique*

# **Ponts mixtes acier-béton**

*Guide de conception durable*



**Ce document a été réalisé par un groupe de travail constitué de :**

- Daniel de Matteis, Sétra - Responsable du groupe de travail ;
- Guillaume Chauvel, Sétra - Rapporteur ;
- Nathalie Cordier, CETE Méditerranée ;
- Pierre Corfdir, CETE de l'Est ;
- Renaud Leconte, CETE de Lyon ;
- Daniel Le Faucheur, Sétra ;
- Renaud Léglise, CETE Nord-Picardie.

**Il a bénéficié des contributions de :**

- Vincent Barbier, CETE de l'Est ;
- Eric Chasco, CETE du Sud-Ouest ;
- Stéphane Chevrot, Sétra ;
- Jean-Marc Coudesfeytes, Sétra ;
- Laurence Davaine, Sétra ;
- Robert Dubois, Baudin-Chateauneuf ;
- Mathieu le François, CETE Normandie-Centre ;
- Annick Liard, Sétra.

# Sommaire

<b>Avant-propos</b>	<b>9</b>
<b>Chapitre 1 – Introduction</b>	<b>11</b>
<b>1 - Objet et contexte du présent guide</b>	<b>11</b>
1.1 - Objet du présent guide	11
1.2 - Prise en compte des Eurocodes	11
1.3 - Autres guides du Sétra relatifs aux ouvrages mixtes	12
1.4 - Terminologie et dessins	12
<b>2 - Rappel du fonctionnement mécanique d'un pont mixte</b>	<b>12</b>
<b>3 - Domaine d'utilisation des ponts mixtes en France</b>	<b>13</b>
3.1 - Domaine d'utilisation	13
3.2 - Concurrence acier-béton	13
<b>4 - Statistiques sur la construction des ponts mixtes</b>	<b>13</b>
4.1 - Principaux ouvrages mixtes routiers construits de 1995 à 2005	13
4.2 - Statistiques annuelles	14
4.3 - Statistiques par type d'ouvrage et par méthode de construction	14
<b>5 - Quelques ouvrages marquants</b>	<b>14</b>
<b>6 - Les ouvrages mixtes dans les autres pays européens</b>	<b>15</b>
<b>7 - Les ponts mixtes et le développement durable</b>	<b>15</b>
<b>Chapitre 2 – Conception générale des ouvrages mixtes</b>	<b>21</b>
<b>1 - Conception générale des ouvrages mixtes à poutres</b>	<b>21</b>
1.1 - Généralités	21
1.2 - Morphologie transversale	21
1.3 - Morphologie longitudinale	24
1.4 - Éléments de prédimensionnement des bipoutres	26
<b>2 - Conception générale des ouvrages mixtes en caisson</b>	<b>28</b>
2.1 - Généralités	28
2.2 - Morphologie transversale	28
2.3 - Morphologie longitudinale	30
2.4 - Éléments de prédimensionnement des caissons	31
<b>3 - Points divers pouvant influencer la conception générale</b>	<b>32</b>
3.1 - Tracé routier	32
3.2 - Courbure en plan	32
3.3 - Biais	32
<b>4 - Bibliographie associée</b>	<b>33</b>



<b>Chapitre 3 – Conception détaillée</b>	<b>39</b>
<b>1 - Choix des matériaux</b>	<b>39</b>
1.1 - Acier de charpente et assemblages	39
1.2 - Béton de la dalle	41
<b>2 - Charpente métallique des bipoutres mixtes</b>	<b>43</b>
2.1 - Semelles des poutres principales	43
2.2 - Âmes des poutres principales	45
2.3 - Entretoises	46
2.4 - Pièces de pont	49
2.5 - Raidisseurs secondaires	52
2.6 - Zones d'appui sur piles	52
2.7 - Zones d'appui sur culées	54
2.8 - Connexion	55
2.9 - Contreventement provisoire	56
2.10 - Protection anticorrosion	57
2.11 - Principales dimensions de quelques bipoutres récents	57
<b>3 - Charpente métallique des caissons mixtes</b>	<b>58</b>
3.1 - Orientation générale	58
3.2 - Âmes	58
3.3 - Tôle de fond	59
3.4 - Semelles supérieures	60
3.5 - Tôle supérieure des caissons fermés	60
3.6 - Cadres et diaphragmes courants	61
3.7 - Diaphragmes sur appuis	61
3.8 - Connexion	62
3.9 - Contreventement provisoire	62
3.10 - Principales épaisseurs de quelques caissons récents	62
<b>4 - Coffrage et ferrailage de la dalle</b>	<b>63</b>
4.1 - Géométrie des dalles	63
4.2 - Ferrailage des dalles	64
4.3 - Justifications par le calcul	66
<b>5 - Dénivellations d'appui</b>	<b>66</b>
<b>6 - Étanchéités</b>	<b>66</b>
<b>7 - Bibliographie associée</b>	<b>67</b>
<b>Chapitre 4 – Transport et montage de la charpente</b>	<b>77</b>
<b>1 - Transport de la charpente</b>	<b>77</b>
1.1 - Considérations générales	77
1.2 - Transport par voie routière	78
1.3 - Transport par voie fluviale ou maritime	78
1.4 - Transport par voie ferrée	79
1.5 - Précautions particulières à prendre pendant le transport	79

<b>2 - Montage de la charpente</b>	<b>80</b>
2.1 - Généralités	80
2.2 - Montage par lancement	81
2.3 - Montage de la charpente à la grue	97
2.4 - Montage par ripage	103
2.5 - Montage par hissage	104
<b>3 - Mise sur appareils d'appui provisoires de bétonnage et mise sur appuis définitifs</b>	<b>105</b>
3.1 - Descente de la charpente	105
3.2 - Appareils d'appui provisoires	105
3.3 - Mise en place des cales biaises	106
<b>4 - Dénivellations d'appui éventuelles</b>	<b>106</b>
<b>5 - Maintien d'un point fixe durant la construction</b>	<b>106</b>
<b>6 - Bibliographie associée</b>	<b>107</b>
<b>Chapitre 5 – Exécution de la dalle</b>	<b>117</b>
<b>1 - Préambule</b>	<b>117</b>
<b>2 - Exécution de la dalle par équipages mobiles</b>	<b>117</b>
2.1 - Principe général de la méthode	117
2.2 - Découpage en plots de la dalle	117
2.3 - Conception générale des équipages mobiles	118
2.4 - Modalités de mise en œuvre du ferrailage	123
2.5 - Nombre et cinématique de déplacement des équipages mobiles	125
2.6 - Cadence d'exécution	125
2.7 - Adaptation à la géométrie routière	125
<b>3 - Exécution de la dalle par préfabrication</b>	<b>126</b>
3.1 - Principes généraux de la méthode	126
3.2 - Éléments préfabriqués de pleine largeur	126
3.3 - Éléments préfabriqués partiels	126
3.4 - Préfabrication et stockage	127
3.5 - Pose des éléments préfabriqués	127
3.6 - Modalités de clavage des éléments préfabriqués	128
3.7 - Cadence d'exécution	131
3.8 - Autres points	131
<b>4 - Autres méthodes d'exécution de la dalle</b>	<b>131</b>
4.1 - Coulage en place avec coffrages perdus	131
4.2 - Coulage en place avec prédalles collaborantes	132
4.3 - Coulage en place sur coffrages traditionnels	133
4.4 - Mise en place par poussage de plots coulés derrière une culée	133
4.5 - Connexion différée et préfabrication totale avec précontrainte	134
<b>5 - Bibliographie associée</b>	<b>135</b>

<b>Chapitre 6 – Dispositions favorisant la durabilité et la maintenance</b>	<b>143</b>
1 - Principes généraux favorisant la maintenance	143
2 - Protection anticorrosion de la charpente	143
2.1 - Généralités	143
2.2 - Cas particuliers des caissons	144
2.3 - Remarques concernant la mise en œuvre	145
3 - Tablier	146
3.1 - Dispositions communes à toutes les structures	146
3.2 - Dispositions particulières aux tabliers en caisson	147
4 - Piles	148
4.1 - Espace entre dessous du tablier et sommet des piles	148
4.2 - Conception des têtes de piles	148
4.3 - Visite des piles creuses	148
5 - Culées	148
5.1 - Espace entre about de tablier et mur garde-grève	148
5.2 - Espace entre intrados du tablier et dessus des chevêtres	149
5.3 - Emplacements de vérinage du tablier	149
5.4 - Recueil des eaux sous les joints de chaussée	149
5.5 - Installation électrique	149
5.6 - Limitation des accès dans les culées	149
5.7 - Dispositif empêchant la marche le long des poutres	150
6 - Bibliographie associée	150
<b>Chapitre 7 – Recommandations pour l'établissement d'un DCE</b>	<b>153</b>
1 - Nature de la consultation	153
2 - Constitution du DCE	153
3 - Règlement de la consultation	154
3.1 - Compléments à apporter au CCTP/propositions techniques	154
3.2 - Variantes	154
4 - Acte d'engagement	154
4.1 - Délai de validité des offres	154
4.2 - Période de préparation	154
5 - Cahier des clauses administratives particulières	155
5.1 - Pièces générales constitutives du marché	155
5.2 - Délais de contrôle des études d'exécution	155
5.3 - Sujétions d'exploitation du domaine public	155
5.4 - Levée des points d'arrêt	157
5.5 - Garanties particulières	157

<b>6 - Cahier des clauses techniques particulières</b>	<b>157</b>
6.1 - Préambule	157
6.2 - Programme des études d'exécution de l'ouvrage	157
6.3 - Études d'exécution de l'ouvrage	157
6.4 - Aciers de charpente	158
6.5 - Exécution de la charpente métallique	158
6.6 - Aire d'assemblage	159
6.7 - Montage de la charpente	159
6.8 - Protection anticorrosion de la charpente	159
6.9 - Béton de la dalle	159
6.10 - Aciers passifs de la dalle	160
6.11 - Précontrainte de la dalle	160
6.12 - Exécution de la dalle	160
6.13 - Équipements de maintenance	161
6.14 - Contrôle des travaux	161
6.15 - Épreuves de chargement	161
<b>7 - Bordereau des prix</b>	<b>162</b>
<b>Annexes</b>	<b>163</b>
<b>A1 - Principaux ponts routes mixtes construits en France de 1995 à 2005</b>	<b>163</b>
<b>A2 - Bibliographie</b>	<b>173</b>
Textes de référence	173
Guides techniques Sétra	174
Articles de revues	174
Films	177
<b>A3 - Lexique</b>	<b>178</b>
<b>Remerciements</b>	<b>195</b>





## Avant-propos

Depuis la fin des années 1970, les ponts mixtes acier-béton, qu'ils soient routiers ou ferroviaires, connaissent en France un essor très important. Tout d'abord très compétitifs dans le domaine des ouvrages de moyenne portée, les ouvrages mixtes étendent régulièrement leur domaine d'emploi, en particulier vers les grandes portées qui échappent de plus en plus aux ouvrages à caissons en béton précontraint et aux ouvrages métalliques.

Destiné aux maîtres d'œuvre, aux ingénieurs d'études et aux ingénieurs méthodes et travaux, le présent guide fait un point précis sur la conception et la construction des ouvrages mixtes routiers les plus courants, les ouvrages à poutres et les caissons.

À ce titre, il remplace et annule le guide du Sétra intitulé « Ponts mixtes acier-béton bipoutres – Guide de conception », édité en octobre 1985, qui devait être actualisé sur certains points (nouvelles normes calculs et matériaux, ouvrages de grande largeur) mais aussi complété sur des domaines importants comme la conception des tabliers à caisson et les techniques de construction. Il remplace et annule également le bulletin technique n° 8 « Montage des ponts métalliques », édité par le Sétra en 1973.

Le guide comporte sept chapitres.

- Le chapitre 1 présente les ouvrages mixtes routiers couverts par le guide, donne quelques indications sur la production de ces dernières années, rappelle les ouvrages récents les plus marquants et positionne les ponts mixtes vis-à-vis des critères de développement durable.
- Les chapitres 2 et 3 présentent de manière générale, puis beaucoup plus détaillée, la conception des ouvrages mixtes courants, bipoutres et caissons.
- Les chapitres 4 et 5, plus technologiques, décrivent respectivement le transport et la mise en place de la charpente métallique, et l'exécution de la dalle en béton.
- Le chapitre 6 précise les précautions à prendre en matière de conception pour favoriser la maintenance et la durabilité de l'ouvrage.
- Le chapitre 7 formule des recommandations sur la constitution des DCE portant sur des ouvrages mixtes courants et le contenu de leurs pièces écrites.

Le guide comporte également trois annexes.

- La première recense les principaux ponts mixtes construits de 1995 à 2005.
- La deuxième est une bibliographie.
- La troisième constitue un lexique des principaux termes utilisés en construction mixte.

Ce document est le fruit d'un travail collectif important et constitue une nouvelle illustration du savoir-faire des maîtres d'œuvre et des constructeurs français.





# Chapitre 1

## Introduction

►► Le présent chapitre précise l'objet de ce guide ainsi que son positionnement vis-à-vis d'une part, des autres documents du Sétra concernés et, d'autre part, des Eurocodes structuraux. Il donne ensuite des indications sur le domaine d'emploi des ponts mixtes et la place de ces ouvrages dans la construction des ponts routes français. Enfin, il compare les pratiques françaises avec celles des autres pays européens.

## 1 - Objet et contexte du présent guide

### 1.1 - Objet du présent guide

Le présent guide porte sur les ponts routes à ossature mixte acier-béton, c'est-à-dire dont le tablier est composé d'une dalle en béton connectée à une charpente métallique de type bipoutre (cf. figure 1.1), multipoutre ou caisson (cf. figure 1.2). Il ne couvre donc pas les ponts à tablier orthotope, les ponts-rails à ossature mixte, les

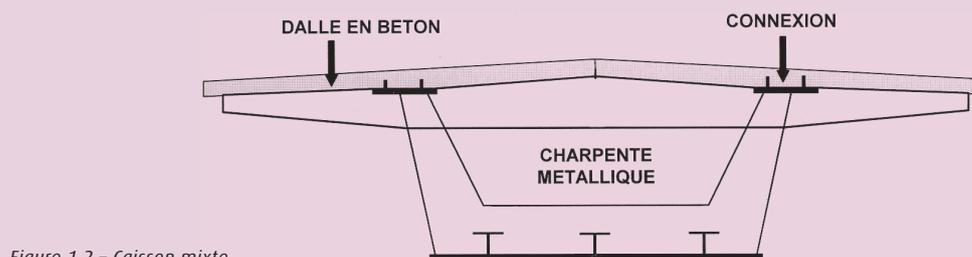
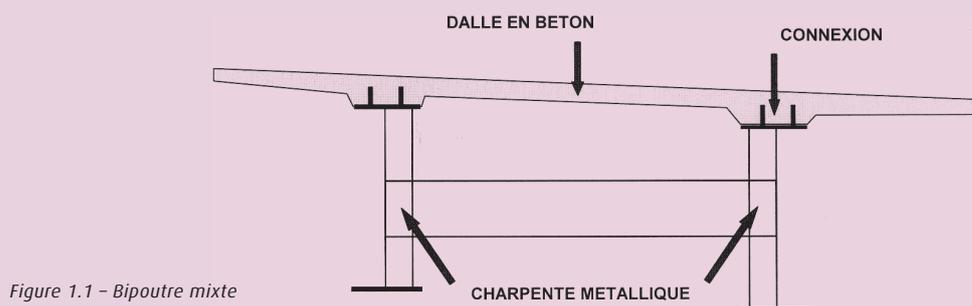
ponts mixtes routiers à poutrelles enrobées, à poutres latérales et à câbles (bow strings et ponts à haubans).

Il remplace et annule le guide du Sétra intitulé « Ponts mixtes acier-béton bipoutres – Guide de conception », édité en octobre 1985, ainsi que le bulletin technique n° 8 « Montage des ponts métalliques », édité par le Sétra en 1973.

Par rapport à ces documents, le présent guide traite des caissons mixtes et présente de manière beaucoup plus détaillée la mise en place de la charpente, l'exécution de la dalle et l'élaboration des appels d'offres. En revanche, il comporte très peu d'éléments de calcul, ceux-ci étant désormais traités dans le guide d'application des Eurocodes 3 et 4 édité par le Sétra en 2007.

### 1.2 - Prise en compte des Eurocodes

Toutes les dispositions présentées dans ce guide, notamment dans les chapitres 3, « Conception détaillée », et 7, « Recommandations pour l'établissement des DCE », sont conformes aux normes NF EN 1990 à 1994, c'est-à-dire aux Eurocodes 0 à 4 applicables aux tabliers mixtes.



### 1.3 - Autres guides du Sétra relatifs aux ouvrages mixtes

Le présent guide technique ne doit pas être considéré de manière isolée. Il s'ajoute en effet à d'autres guides déjà publiés par le Sétra sur les ouvrages métalliques et mixtes comme le guide d'application des Eurocodes 3 et 4, le guide « Travaux de construction des ponts en acier – Guide du maître d'œuvre » ou encore les fiches MEMOAR XVI à XVIII.

Les guides Sétra/SNCF/CTICM « Ponts métalliques et mixtes – Résistance à la fatigue » et Sétra/LCPC « Ponts mixtes – Recommandations pour maîtriser la fissuration des dalles » sont des guides plus anciens dont les parties « Calculs » sont désormais dépassées. Ils comportent toutefois des informations d'ordre général qui restent d'actualité.

### 1.4 - Terminologie et dessins

Dans le présent guide, nous avons considéré que les consoles qui soutiennent les parties en encorbellement de la dalle de certains ponts mixtes sont presque toujours associées à des pièces de pont soutenant la partie centrale de la dalle. Dans ce contexte, l'expression « console de pièce de pont » est utilisée de préférence à l'expression « console » et l'expression « pièce de pont avec consoles » est utilisée de préférence à l'expression « pièce de pont et consoles ».

Par ailleurs, pour des raisons de lisibilité, la majorité des figures de ce guide sont des dessins partiels qui ne doivent pas être cutchés.

## 2 - Rappel du fonctionnement mécanique d'un pont mixte

Comme cela est mentionné au début du présent chapitre, les ouvrages mixtes comportent une dalle en béton – armé ou précontraint – et une charpente métallique, reliées par des connecteurs. Ces derniers empêchent tout mouvement relatif du dessous de la dalle par rapport au dessus de la charpente et imposent l'identité des déformations de la fibre inférieure de la dalle et de la fibre supérieure de la charpente.

Dans ce contexte, les sections des tabliers des ouvrages mixtes sont en général sollicitées en flexion longitudinale et aux états limites de service selon les diagrammes de déformations et de contraintes présentés ci-dessous (cf. figure 1.3).

Dans les zones de moments positifs (cas n° 1), le centre de gravité de la section mixte étant situé assez haut, la dalle est comprimée et la charpente métallique majoritairement tendue. Il en résulte un fonctionnement très économique, chaque matériau étant sollicité selon ses résistances préférentielles.

Dans les zones de moments négatifs (cas n° 2), le béton de la dalle est fortement tendu donc considéré comme non participant. Les efforts ne sont alors repris que par les aciers passifs longitudinaux de la dalle et par la charpente métallique, la partie inférieure de cette dernière étant fortement comprimée donc soumise à des risques d'instabilité. Il en résulte une moins bonne utilisation du potentiel des matériaux constituant la section et, en général, la nécessité d'augmenter les sections d'acier de la charpente.

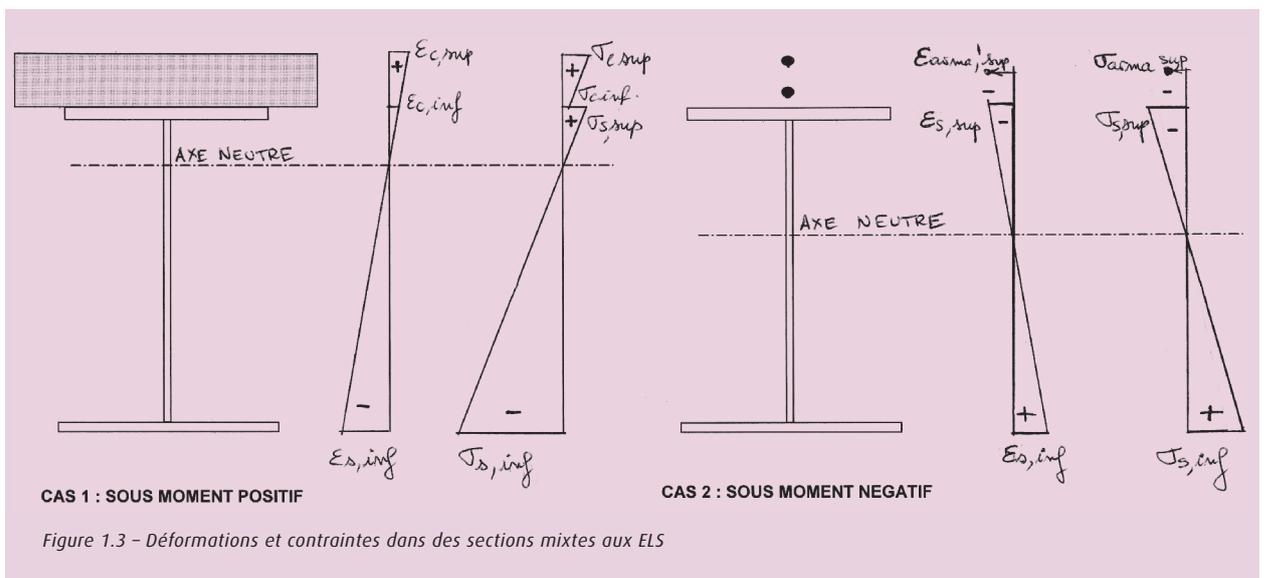


Figure 1.3 – Déformations et contraintes dans des sections mixtes aux ELS

## 3 - Domaine d'emploi des ponts mixtes en France

### 3.1 - Domaine d'emploi

Le tableau 1.1 donne le domaine d'emploi économique, sur le critère de la portée maximale, des ponts mixtes à poutres ou en caisson, ainsi que des structures pouvant les concurrencer (dans le tableau 1.1, les traits les plus foncés représentent les domaines d'emploi les plus courants. Le domaine d'emploi des bipoutres mixtes est ainsi, en France, de 30 à 130 m, avec un domaine courant de 40 à 90 m, et celui des caissons mixtes de 50 à 150 m, avec un domaine courant de 70 à 120 m.

### 3.2 - Concurrence acier-béton

Comme on peut le voir sur le tableau 1.1, les ouvrages mixtes à poutres sous chaussée ou à caisson ont un domaine d'emploi sensiblement identique à celui des ponts en béton précontraint avec tablier en caisson.

En France, ces ouvrages sont construits soit par encorbellements successifs, soit par poussage, soit à l'avancement.

Dans une gamme de portées comprises entre 40 et 65 m, comme l'ont montré plusieurs appels d'offres comportant deux solutions de base – une mixte, l'autre en BP poussée –, un pont poussé en béton est en général plus cher qu'un pont mixte de mêmes portées, sauf lorsque la brèche est très longue, comme pour le viaduc de Meaux ou le viaduc de la Bresle. Il en est de même pour les ponts en béton construits à l'avancement.

Dans une gamme de portées comprises entre 60 et 110 m, les ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs sont également presque toujours plus chers que des ouvrages mixtes, sauf lorsque la charpente de ces derniers est difficile à mettre en place (présence d'un tunnel très près de l'aire de lancement pressentie, tracé routier complexe, volonté d'avoir un tablier de hauteur fortement variable, etc.).

En conclusion, les solutions mixtes sont actuellement très compétitives sur une très large gamme de brèches et ne sont sérieusement concurrencées par les solutions béton que pour les ouvrages :

- dont au moins une travée a une portée supérieure à 120 m ;
- pour lesquels la charpente est très difficile à mettre en place ;
- doublant des ponts en béton existants ;
- de très grande longueur, pour lesquels la préfabrication apporte un regain de compétitivité.

Compte tenu de la durée de vie de ce guide, il faut signaler que le domaine de compétitivité des ponts mixtes que nous venons de préciser dépend fortement du prix de vente de l'acier pratiqué par les entreprises sidérurgiques et peut donc évoluer en même temps que ce prix. Ce domaine de compétitivité peut également ne pas être respecté dans certains contextes locaux (DOM-TOM) ou lorsque de nombreux ponts mixtes doivent être construits dans la même période.

## 4 - Statistiques sur la construction des ponts mixtes

### 4.1 - Principaux ouvrages mixtes routiers construits de 1995 à 2005

L'annexe A1 du présent guide dresse la liste des plus importants ponts routiers mixtes construits de 1995 à 2005, ainsi que leurs principales caractéristiques. Afin que cette liste ne fasse pas double emploi avec celles régulièrement publiées dans les bulletins « Ponts métalliques » de l'OTUA, nous l'avons restreinte aux ponts mixtes bipoutres de plus de 200 m de longueur et aux caissons mixtes de plus de 100 m. Nous avons par ailleurs précisé le mode d'exécution de leur dalle.

Type	Portées						
	35	70	90	120	150	200	300
Ponts BP construits à l'avancement	■						
Ponts BP construits par encorbellements		■					
Ponts BP poussés	■						
Ponts mixtes à poutres	■						
Ponts mixtes en caisson		■					
Ponts à dalle orthotrope en caisson		■					

Tableau 1.1 - Domaine d'emploi des ouvrages mixtes et des structures concurrentes

## 4.2 - Statistiques annuelles

Le tableau 1.2 donne, pour chacune des années 1995 à 2004, le nombre total de ponts mixtes routiers construits en France ainsi que la surface totale de tablier et le tonnage de charpente correspondants. Ce tableau a été établi à partir des chiffres de production régulièrement publiés dans les bulletins « Ponts métalliques » de l'OTUA et distingue les ouvrages mixtes en caisson des ouvrages mixtes à poutres.

De manière très synthétique, on retiendra qu'il s'est construit en moyenne par an une trentaine de ponts mixtes routiers (dont seulement quelques caissons), représentant une surface totale de tablier de l'ordre de 70 000 m<sup>2</sup> et nécessitant l'assemblage d'environ 18 000 tonnes d'acier de charpente.

## 4.3 - Statistiques par type d'ouvrage et par méthode de construction

Les ouvrages de type bipoutre représentent une part très importante des ponts mixtes routiers construits, de 75 à 85 % selon le paramètre considéré (nombre de ponts, surface de tablier, tonnage). Au sein de cette famille, les bipoutres à entretoises représentent environ 70 % des surfaces construites, les bipoutres à pièces de pont assurant les 30 % restants.

Les ouvrages de type caisson ne représentent en moyenne que 10 % environ des ponts mixtes routiers construits. Si on fait abstraction du second pont sur le Rhône à Valence et du viaduc de Verrières, il s'agit surtout d'ouvrages de petites dimensions.

En ce qui concerne maintenant les méthodes de construction, la mise en place de la charpente s'effectue

le plus fréquemment par lançage (cf. chapitre 4), sauf pour les ouvrages les plus modestes où elle est très souvent faite à la grue. Pour la construction de la dalle, c'est l'exécution à l'aide d'équipages mobiles (cf. chapitre 5) qui est de loin la méthode la plus fréquemment utilisée.

## 5 - Quelques ouvrages marquants

On trouvera ci-dessous quelques-uns des ouvrages les plus marquants de la décennie qui a précédé l'écriture de ce guide.

### Les plus longs

Les trois ouvrages mixtes routiers les plus longs sont des ouvrages sur autoroutes concédées. Il s'agit des viaducs sur la Risle pour l'A28, sur la Dordogne pour l'A20, et sur la Vézère pour l'A89. Leurs longueurs totales sont respectivement de 1 320, 1 070 et 1 002 mètres.

### Les plus larges

Deux ouvrages routiers présentent des largeurs exceptionnelles :

- le pont Charles de Gaulle, à Paris, avec un tablier unique de 34,90 m dont une chaussée de 18 m ;
- le viaduc du canal Saint-Denis, à Saint-Denis, pour l'autoroute A86, avec deux tabliers quadripoutres dont la largeur totale atteint près de 45 m.

### Les plus grandes portées

Le record de portée pour un ouvrage mixte français sans câble est détenu par le viaduc de Verrières et sa portée centrale de 144 m. Viennent ensuite :

Quantités	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004
Nbre ponts poutres	47	31	25	24	23	23	22	15	30	18
Surface ponts à poutres	90 850	58 660	69 760	41 560	43 540	97 080	53 665	58 975	43 590	56 960
Tonnage ponts à poutres	17 620	13 750	23 790	10 205	10 520	21 255	15 990	21 035	7 640	15 500
Nbre ponts en caisson	2	4	4	4	3	2	3	1	2	3
Surface ponts en caisson	9 210	12 110	3 390	15 340	4 265	1 125	2 885	755	1 580	14 970
Tonnage ponts en caisson	2 330	3 840	865	5 945	1 230	290	730	190	820	3 850
<b>Nombre total</b>	<b>49</b>	<b>35</b>	<b>29</b>	<b>28</b>	<b>26</b>	<b>25</b>	<b>25</b>	<b>16</b>	<b>32</b>	<b>21</b>
<b>Surface totale</b>	<b>100 060</b>	<b>70 760</b>	<b>73 150</b>	<b>56 900</b>	<b>47 805</b>	<b>98 205</b>	<b>56 550</b>	<b>59 730</b>	<b>45 170</b>	<b>71 930</b>
<b>Tonnage total</b>	<b>19 950</b>	<b>17 600</b>	<b>24 660</b>	<b>16 150</b>	<b>11 750</b>	<b>21 545</b>	<b>16 720</b>	<b>21 225</b>	<b>8 460</b>	<b>19 350</b>

Tableau 1.2 - Statistiques sur les ouvrages mixtes construits en France entre 1995 et 2004

- le pont de Jassans, dans l'Ain (130 m) ;
- le viaduc aval de Centron, en Savoie (125 m) ;
- le pont de Triel, dans les Yvelines (124 m).

#### Les plus vastes

Trois ouvrages de type bipoutre à entretoises franchissent la barre symbolique des 20 000 m<sup>2</sup> de tablier :

- le viaduc sur la Charente de l'A837 ;
- le viaduc sur la Vézère pour l'A89 ;
- le viaduc sur la Dordogne pour l'A20.

## 6 - Les ouvrages mixtes dans les autres pays européens

La grande majorité des pays européens construisent actuellement des ouvrages mixtes.

Dans ces pays, il faut toutefois noter que la part prise par les ouvrages mixtes est moins importante qu'en France.

Dans certains pays, les ouvrages mixtes de type bipoutre sont très rares car les ingénieurs de ces pays estiment que ces structures ne présentent pas une sécurité suffisante en cas de ruine d'une des deux poutres. Les ouvrages mixtes sont ainsi soit des ouvrages quadripoutres, soit des caissons.

D'autres différences importantes concernent certains points de conception. Ainsi, en France, on utilise régulièrement des tôles de forte épaisseur (jusqu'à 150 mm pour de l'acier S355), ce qui n'est pas le cas dans certains pays, où on se limite souvent à 80 mm.

Une autre différence importante concerne les assemblages. En France, les ouvrages mixtes courants sont entièrement soudés, pour des raisons de durabilité et d'esthétique, alors que dans certains pays, on met en œuvre sur chantier des assemblages par boulons HR.

Une dernière différence concerne l'utilisation d'aciers autopatinables. Cette pratique est rarissime en France : la couleur de la patine, très proche de celle de la rouille, n'est pas appréciée ; on craint par ailleurs que la recherche de fissures de fatigue soit rendue difficile par la patine. Cette pratique est plus répandue dans d'autres pays, les arguments ci-dessus n'étant pas considérés comme rédhibitoires.

Le lecteur intéressé par les pratiques en cours dans les autres pays européens pourra utilement consulter la partie II du guide de conception COMBRI, édité par le CTICM en novembre 2008, qui compare les habitudes belges, suédoises, allemandes, espagnoles et françaises.

## 7 - Les ponts mixtes et le développement durable

Avant de rentrer dans le détail de la conception et de la construction des ouvrages mixtes, il nous semble intéressant d'examiner comment ces structures se positionnent vis-à-vis des principaux critères du développement durable.

#### Préambule

Le développement durable est la construction d'ouvrages durables, robustes, économes en matériaux et en énergie, qui ont un impact réduit sur l'environnement et la santé humaine, pour un coût économique acceptable.

#### Optimisation des ressources

D'une manière générale, les ponts mixtes modernes sont des constructions dans lesquelles la consommation de matériau est optimisée. En effet :

- les poutres porteuses, en I, ont un rendement mécanique élevé ;
- l'utilisation de tôles d'acier de différentes épaisseurs permet de ne mettre en œuvre, en tout point de l'ouvrage, que l'épaisseur minimale strictement nécessaire ;
- la légèreté du tablier permet de réduire la taille des appuis et notamment des fondations ;
- lorsque le profil en long n'est pas imposé, le meilleur élancement des ponts mixtes permet de baisser le profil en long, donc de réduire la hauteur des remblais d'accès.

On notera aussi que l'acier étant un matériau facilement recyclable, les chutes de tôles collectées en atelier sont réutilisées.

#### Écobilan

À la date d'élaboration de ce guide, il est encore difficile de faire un bilan précis sur les émissions produites en équivalent CO<sub>2</sub>, les énergies et l'eau consommées, ainsi que les produits dangereux à gérer sur chantier ou en fin de vie. Les hypothèses à prendre en compte, notamment pour la fabrication de l'acier, sont en effet encore trop imprécises.

#### Santé humaine

La construction d'un pont mixte comporte des phases pouvant être à l'origine d'accidents, comme la mise en place de sa charpente ou l'exécution de sa dalle. Ces phases, qui impliquent le déplacement de pièces souvent très lourdes, sont généralement bien maîtrisées mais doivent faire l'objet d'une très grande attention de la part du constructeur et du maître d'œuvre. Pour un caisson, en particulier s'il est fermé, il convient aussi de prévenir les risques liés au soudage et à la mise en peinture dans un milieu confiné.

Pour les ouvrages franchissant des voies circulées, la mise en place de la charpente et l'exécution de la dalle s'effectuent en général avec une gêne très limitée pour

l'exploitation des voies franchies, le risque de chute d'objets étant bien entendu à circonscrire.

Du fait des faibles volumes de béton à couler, la gêne aux riverains (circulation de toupies, vibration du béton) est également limitée.

### **Vulnérabilité aux chocs**

Les appuis des ouvrages mixtes modernes peuvent être conçus et construits pour résister aux chocs de camions d'intensité courante. Les tabliers des ouvrages mixtes sont plus sensibles que ceux des ouvrages en béton. Ceci est particulièrement vrai pour les tabliers à poutres traités dans ce guide dont les semelles inférieures – les parties les plus souvent endommagées – sont intrinsèquement peu résistantes. Il faut donc accorder une grande importance au respect d'un gabarit suffisant et éviter de projeter un ouvrage mixte à poutres classique dans un site où l'on pressent des chocs fréquents contre le tablier.

### **Vulnérabilité aux séismes**

Les ouvrages mixtes modernes construits dans le respect des règles sismiques présentent une bonne résistance aux séismes. Leur caractère systématiquement continu les rend faciles à maintenir sur leurs appuis et prévient tout risque d'échappement d'appui. Par ailleurs, à portées et largeur égales, ils sont plus légers que des ouvrages en béton, ce qui réduit les efforts subis par les appuis en cas de séisme.

### **Vulnérabilité aux incendies**

Les cas d'ouvrages endommagés par des incendies sont extrêmement rares, d'une part, car un pont a une très faible probabilité de se trouver au-dessus d'un incendie et d'autre part, car les températures atteintes par l'acier ne sont dangereuses que si le tablier se situe à quelques mètres seulement des flammes. Ceci étant précisé, un tablier mixte est un peu plus sensible à un incendie majeur qu'un pont en béton, les caractéristiques mécaniques de l'acier étant plus sensibles à une forte élévation de sa température que celles du béton.

### **Durabilité**

D'une manière générale, l'obtention d'un ouvrage d'art de qualité nécessite la prise en compte de l'ensemble du dispositif normatif européen (Eurocodes, normes européennes, agréments techniques européens) ainsi que la mise en place d'une démarche d'assurance de la qualité. Le maître d'ouvrage doit ainsi s'assurer que :

- la conception et la réalisation de l'ouvrage sont assurées par un personnel qualifié et expérimenté ;
- les matériaux et produits de construction sont utilisés comme spécifié dans les Eurocodes, dans les normes ou par les fabricants ;
- la qualité des processus mis en œuvre dans les bureaux d'études, les usines et sur chantier est assurée ;
- l'ouvrage une fois achevé bénéficie d'une maintenance adéquate.

Pour un ouvrage mixte, outre ces exigences générales, le maître d'ouvrage doit s'assurer que :

- la chape d'étanchéité est épaisse et correctement mise en œuvre ;
- la fissuration de la dalle est maîtrisée par une cinématique d'exécution et un ferrailage appropriés ;
- la protection anticorrosion de la charpente est réalisée selon les modalités et avec les composants (systèmes de peinture certifiés ACQPA) préconisés dans le fascicule 56 du CCTG ;
- les phénomènes de fatigue sont correctement pris en compte, aussi bien en construction que pendant la vie de l'ouvrage (notamment mise en place d'un suivi particulier en cas d'augmentation du trafic et des charges routières postérieures à sa construction).

### **Entretien**

Un ouvrage mixte ne nécessite en général qu'un renouvellement régulier de sa protection anticorrosion et de ses joints de chaussée et, parfois, la reprise de sa chape d'étanchéité.

Les opérations de remise en peinture ne sont en principe nécessaires que tous les vingt à trente ans. Il s'agit de travaux assez lourds qui nécessitent des précautions importantes, le respect de l'environnement imposant notamment d'éviter tout rejet de peinture dans la nature. Afin de limiter au maximum leur fréquence, les mises en peinture doivent être réalisées comme indiqué dans la rubrique « Durabilité » du présent paragraphe (voir ci-dessus).

La dalle ne nécessite aucun entretien si son béton a été correctement spécifié et si les enrobages des aciers ont été adaptés aux classes d'exposition définies dans les Eurocodes. En cas de doute sur la qualité de l'exécution ou en environnement très agressif, des dispositions peuvent être prises pour permettre son remplacement à mi-vie.

Comme pour tout ouvrage, une chape d'étanchéité défailante doit être très rapidement renouvelée.

### **Adaptabilité**

D'une manière générale, les ouvrages d'art sont des constructions très difficiles à modifier lorsque des besoins nouveaux apparaissent et les ouvrages mixtes ne dérogent pas à cette règle. Ces derniers sont toutefois un peu plus souples que d'autres types d'ouvrages dans la mesure où il est parfois possible de faire évoluer un peu leur ossature métallique : renforcement des semelles des poutres par ajout de tôles, allongement des éléments transversaux, renforcement de certaines soudures, etc.

### **Démontabilité et recyclabilité**

Les ouvrages d'art sont en général des constructions difficiles à démonter et à recycler. Les ponts mixtes n'échappent pas à cette règle mais présentent certains avantages par rapport aux autres types d'ouvrages :

- leurs appuis sont de plus petites dimensions donc moins fastidieux à démolir ;
- la charpente du tablier peut être délacée ou découpée en tronçons « faciles » à déposer, et son acier recyclé ;
- la dalle du tablier est peu épaisse donc « aisée » à démolir et à évacuer.

### Coût global

La prise en compte du cycle de vie permet au maître d'ouvrage d'intégrer dans son jugement, non seulement la dépense immédiate liée à la construction de l'ouvrage, mais aussi les dépenses différées occasionnées par les actes de gestion ultérieurs comme l'entretien, la déconstruction et les éventuelles réparations.

Malheureusement, s'il est relativement facile d'estimer le coût de construction d'un ouvrage, il est beaucoup plus délicat d'apprécier ses coûts de gestion : les coûts de gestion courante sont souvent mal connus et variables selon l'âge du pont ; en cas de pathologie, les désordres n'apparaissent souvent qu'après une dizaine d'années.

À la date d'élaboration de ce guide, la détermination du coût global d'un ouvrage d'art reste donc difficile, du fait de données insuffisantes, mais les travaux de recherche en cours devraient permettre de faire rapidement progresser nos connaissances et cette méthode.



101



102



103



104



105



106



107

101 : Passage supérieur de type bipoutre mixte. 102 : Le viaduc de Triel, dans les Yvelines. 103 : Le viaduc du canal Saint-Denis, pour A86. 104 : Le viaduc de la Risle, pour A28. 105 : Le viaduc sur la Vézère, pour A89. 106 : Le viaduc de la Planchette, pour A75. 107 : Le viaduc sur la Dordogne, pour A20.



111



112



113



114



115



116

111 : Caisson mixte courant, à Toulouse. 112 : Caisson mixte à pièces de pont, à Orly. 113 et 114 : Le viaduc de Verrières, un caisson mixte très large à bracons, pour A75. 115 : Le pont Charles de Gaulle, à Paris. 116 : Le viaduc de Frocourt, un caisson mixte à bracons



# Chapitre 2

## Conception générale des ouvrages mixtes

►► Le présent chapitre donne les informations nécessaires à la conception générale d'un ouvrage mixte classique et permet une étude de niveau EPOA (la conception des détails de niveau APOA ou POA est traitée dans le chapitre 3). Il présente successivement la conception des ouvrages à poutres, celle des caissons les plus courants et enfin celle de quelques ponts mixtes particuliers.

### 1 - Conception générale des ouvrages mixtes à poutres

#### 1.1 - Généralités

Les ouvrages mixtes à poutres sont des ouvrages très répandus qui peuvent être projetés dans des situations très diverses : milieu urbain ou rural ; portée principale de 30 m à 130 m ; longueur totale de quelques dizaines de mètres à plus d'un kilomètre ; largeur totale de 7-8 mètres à une vingtaine de mètres ; ouvrage standard très économique ou ouvrage plus sophistiqué.

Les tableaux A et B de l'annexe A1 du présent guide recensent les principaux ouvrages de type bipoutre mixte construits entre 1995 et 2005. Ceux-ci représentent environ 90 % des ouvrages mixtes routiers construits en France, le reste étant constitué de caissons mixtes.

#### 1.2 - Morphologie transversale

##### 1.2.1 - Ouvrages de type bipoutre à entretoises

La très grande majorité des ouvrages mixtes à poutres sont du type « bipoutre à entretoises ». Leur tablier est composé d'une dalle en béton, en général simplement armée, et d'une charpente métallique constituée de deux poutres principales connectées à la dalle et reliées par des poutres secondaires appelées « entretoises », ne présentant aucun contact avec la dalle (cf. figure 2.1).

##### Poutres principales

Les poutres principales sont des profilés en acier reconstitués avec profil en I soudés en usine sauf pour quelques ponts de portées modestes où elles peuvent être des profilés laminés à chaud du commerce. Longitudinalement, la largeur des semelles est en général constante, l'épaisseur des semelles, la hauteur et l'épaisseur des âmes étant au contraire variables. Les semelles supérieures reçoivent sur leur face supérieure des connecteurs, en général des goujons. Ces derniers permettent de bloquer les déplacements de la dalle vis-à-vis de la charpente (glissement et soulèvement), assurant ainsi le fonctionnement mixte de l'ensemble.

Quand la voie portée présente un profil en toit symétrique, les deux poutres sont identiques et situées à la même altitude. Quand la voie portée présente un

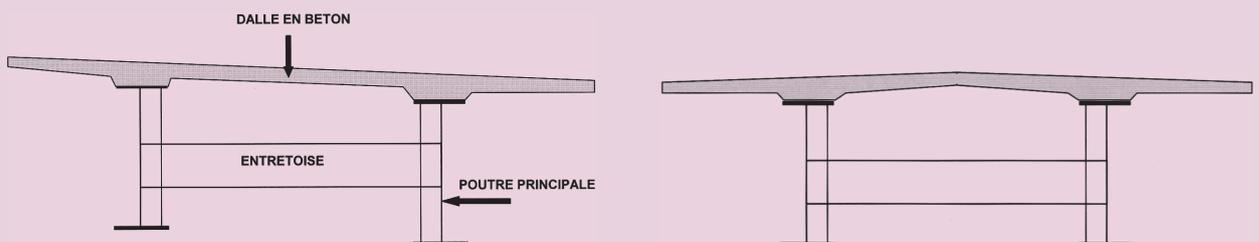


Figure 2.1 - Bipoutre à entretoises (à gauche, cas d'une chaussée monodévers ; à droite, cas d'une chaussée à dévers en toit)

dévers unique, les deux poutres sont identiques mais décalées verticalement d'une hauteur égale au produit de leur entraxe par le dévers de la chaussée.

### Entretoises

Les poutres secondaires, appelées « entretoises », n'ont aucun contact avec la dalle en béton. Les entretoises courantes sont en général des profilés du commerce. Les entretoises sur appuis, qui contreventent les poutres vis-à-vis des efforts horizontaux (vent, séisme) sont en général des profilés reconstitués soudés de plus forte hauteur. Les entretoises sont soudées sur les poutres principales par l'intermédiaire de profilés en té soudés sur les faces intérieures des âmes et des semelles et appelés « montants ».

L'entraxe des entretoises est inférieur ou égal à 8 m. Cet entraxe est le plus souvent constant dans une travée mais peut varier d'une travée à l'autre. Toutefois, compte tenu des sévères conditions de non-déversement imposées par les Eurocodes 3 et 4, l'entraxe des entretoises pourrait à l'avenir être plus faible près des piles qu'en milieu de travée.

### Dalle

La dalle d'un bipoutre à entretoises présente une épaisseur constante dans le sens longitudinal et le plus souvent variable dans le sens transversal (en général entre 24 et 40 cm). Elle est exécutée en béton armé lorsque sa largeur est inférieure à une quinzaine de mètres mais peut être précontrainte transversalement pour des largeurs supérieures (voir ci-dessous). Elle est solidaire de la charpente métallique grâce à des connecteurs soudés sur la semelle supérieure des deux poutres principales. Elle est exécutée après mise en place de la charpente, soit par coulage en place, soit par assemblage d'éléments préfabriqués sur chantier ou en usine (cf. chapitre 5).

#### Cas particulier des bipoutres à entretoises à dalle précontrainte

Lorsque la largeur de la dalle dépasse une quinzaine de mètres, on peut réduire son épaisseur et donc son poids en prévoyant une précontrainte transversale. Celle-ci est généralement constituée de câbles de puissance comprise entre 1T155 et 4T155 disposés selon des entraxes compris entre 25 et 80 cm.

La mise en œuvre de cette précontrainte nécessitant une main d'œuvre importante, les bipoutres à entretoises avec dalle précontrainte ont été supplantés ces dernières années par les bipoutres à pièces de pont (cf. ci-dessous).

### 1.2.2 - Ouvrages de type bipoutre à pièces de pont

La seconde grande famille d'ouvrages à poutres est celle des bipoutres à pièces de pont. Pour ces ouvrages, la charpente métallique comporte deux poutres principales reliées par des poutres secondaires, appelées « pièces de pont », qui soutiennent la dalle et permettent de réduire son épaisseur (cf. figure 2.2).

Plus complexes à exécuter que les bipoutres à entretoises, les bipoutres à pièces de pont sont généralement utilisés lorsque le poids de la dalle devient pénalisant pour la charpente c'est-à-dire soit lorsque la largeur du tablier dépasse 13-14 m, soit lorsque la portée maximale dépasse 90 m environ.

Il arrive aussi qu'on adopte un ouvrage à pièces de pont de préférence à un ouvrage à entretoises pour des considérations purement esthétiques.

Cette seconde famille, dont les poutres sont similaires à celles des bipoutres à entretoises, peut être scindée en deux sous-familles, selon que les pièces de pont comportent ou non des consoles.

### 1.2.3 - Ouvrages de type bipoutre à pièces de pont avec consoles

Dans cette première sous-famille, les pièces de pont ont une largeur sensiblement identique à celle du tablier et supportent la dalle en béton sur toute sa largeur.

Sur les tabliers présentant un dévers unique, les pièces de pont sont inclinées selon le dévers. Leur hauteur est constante entre les poutres et linéairement variable dans les parties en console soutenant les encorbellements de la dalle (cf. figure 2.2, à gauche). Sur les tabliers avec un profil en toit, les pièces de pont sont horizontales. Dans les parties en console, leur hauteur est linéairement variable. Entre les poutres, leur hauteur est généralement linéairement variable avec un maximum au centre (cf. figure 2.2, à droite). Dans certains cas, cette hauteur peut aussi être constante, ce qui conduit à prévoir des

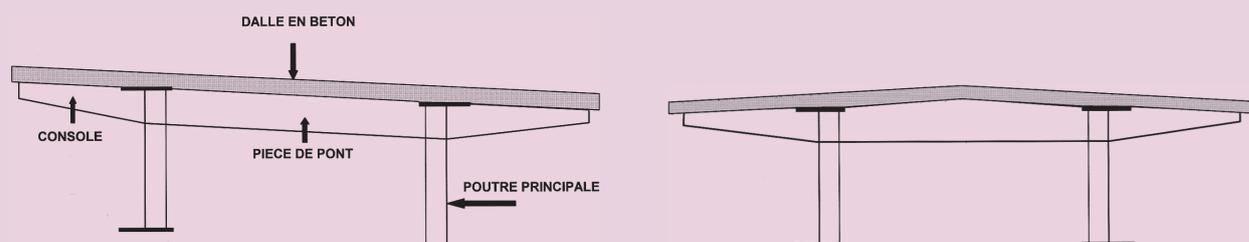


Figure 2.2 - Bipoutre à pièces de pont avec consoles (à gauche, cas d'une chaussée monodévers ; à droite, cas d'une chaussée à dévers en toit)

renformis – c'est-à-dire des surépaisseurs en béton – au droit de chaque pièce de pont.

Comme il est impossible de faire varier l'entraxe des pièces de pont, même légèrement, sans complexifier l'exécution de la dalle, celui-ci doit être aussi constant que possible, avec une valeur recommandée d'environ 4 m.

La dalle est réalisée en béton armé et présente une épaisseur constante dans le sens longitudinal et transversal, en général de 24 ou 25 cm. Elle est connectée aux poutres et aux pièces de pont.

Le viaduc aval de Centron, pour la RN90, le pont aval sur la Durance à Avignon et le pont sur le Lot pour l'A20 constituent de bons exemples de bipoutres à pièces de pont avec consoles.

### 1.2.4 - Ouvrages de type bipoutre à pièces de pont sans console

La seconde sous-famille d'ouvrages à poutres à pièces de pont est composée par les ouvrages à pièces de pont sans console. Pour ces ouvrages, la charpente métallique comporte deux poutres reliées par des pièces de pont sans console et ne soutenant donc la dalle qu'entre les deux poutres (cf. figure 2.3).

Ces ouvrages présentent de nombreuses caractéristiques des ouvrages de la sous-famille précédente et notamment un entraxe de pièces de pont constant et proche de 4 m. Toutefois, à largeur identique, l'entraxe de leurs poutres sera sensiblement différent. En effet, les encorbellements de la dalle n'étant pas soutenus par les pièces de pont, leur largeur doit être limitée à des valeurs assez faibles, voisines de 2 m, ce qui conduit à un entraxe de poutres important. À titre d'exemple, un tablier de 15 m avec des pièces de pont avec consoles adoptera un entraxe de poutres proche de 8 m et des encorbellements de 3,50 m alors qu'un tablier de même largeur avec des pièces de pont sans console adoptera un entraxe de poutres proche de 11 m et des encorbellements d'environ 2 m.

En conséquence, les bipoutres à pièces de pont sans console sont des structures retenues quand, pour une largeur donnée, un entraxe de poutres important est souhaitable, ce qui est le cas d'une part des tabliers

présentant une forte courbure en plan et d'autre part, des tabliers situés près du sol et que l'on souhaite appuyer sur des piles à deux fûts indépendants.

Ces dernières années, cette sous-famille a donné lieu à un nombre très limité d'ouvrages, les solutions à pièces de pont avec consoles leur étant souvent préférées pour des raisons esthétiques. Le viaduc des Saulières, pour le contournement de Brive, et le viaduc sur la Sauldre de l'A85 sont probablement les plus importants.

### 1.2.5 - Autres ouvrages à poutres

#### Ouvrages multipoutres

Il est possible de concevoir des ouvrages comportant plus de deux poutres principales (cf. figure 2.4). Ces ouvrages, dont la poutre secondaire est composée d'entretoises, sont en l'absence de contraintes plus coûteux à réaliser que des ouvrages de type bipoutre. Ils sont donc réservés à des cas où :

- la largeur du tablier est supérieure à 25 m ;
- la hauteur disponible pour inscrire le tablier est insuffisante pour un bipoutre ;
- les contraintes du site interdisent l'utilisation des moyens de levage courants, ce qui oblige à prévoir des poutres plus légères donc plus nombreuses ;
- le rapport portée/largeur est très faible.

Avec ses deux tabliers quadripoutres, le viaduc du canal Saint-Denis, pour l'autoroute A86, est probablement le plus important des ouvrages mixtes multipoutres construits récemment.

Un autre cas d'utilisation de tabliers multipoutres est celui du remplacement d'un tablier en béton à poutres précontraintes. Dans ce cas en effet, le nouveau tablier mixte transmet ses charges aux appuis existants selon des modalités proches de celles du tablier en béton à remplacer (le nouveau tablier du pont de l'autoroute A7 sur la Drôme constitue une bonne illustration de cette application).

#### Ouvrages à poutres avec élargissement localisé près d'une culée

En milieu urbain, il faut parfois élargir assez fortement les derniers mètres du tablier d'un pont, pour permettre

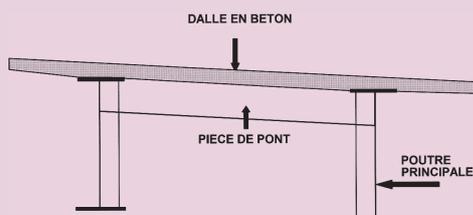


Figure 2.3 - Bipoutre à pièces de pont sans console (cas d'une chaussée monodévers)

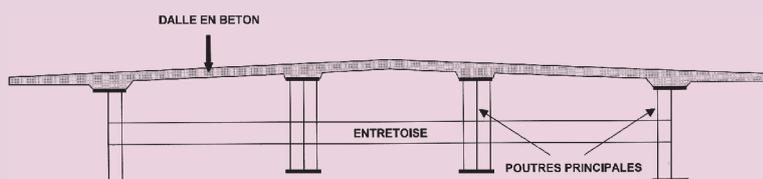


Figure 2.4 - Quadripoutre mixte (cas d'une chaussée à dévers en toit)

une bonne insertion du trafic routier qu'il supporte dans une voie perpendiculaire au pont. Dans ce cas, on peut opter pour une charpente présentant un entraxe de poutres constant, avec des pièces de pont spéciales ou des systèmes bracons + butons dans la zone élargie, cette solution ayant le mérite, le cas échéant, de ne pas complexifier le lançage de la charpente.

### Ouvrages à poutres de largeur variable

Lorsqu'un ouvrage à poutres présente une largeur variable sur une longueur significative, il faut souvent faire varier l'entraxe des poutres, ce qui va complexifier le lançage de la charpente, si cette méthode de mise en place est prévue.

Lorsque la variation de largeur est importante, on peut aussi être amené à épaissir la dalle, voire, s'il s'agit d'un ouvrage à entretoises, à remplacer ces dernières par des pièces de pont.

### Ouvrages à poutres particuliers

Plusieurs ouvrages à poutres ne relevant d'aucune des catégories que nous venons de présenter ont été construits en France, soit dans le cadre d'une démarche d'innovation, soit à l'issue de concours de concepteurs. Parmi les plus intéressants, on peut citer :

- le pont de Blois, sur la Loire, et le pont de Pritz, sur la Mayenne, à Laval, dont les poutres principales sont des treillis de hauteur variable ;
- le pont de la porte Sud, pour le périphérique de Lille, qui est un ouvrage de type bipoutre dont les entretoises sont en contact avec les semelles inférieures des poutres et complétées par un contreventement inférieur permanent ;
- le passage supérieur n° 13, pour l'autoroute A85, dont les poutres sont des micro-caissons composés de deux profilés du commerce soudés, remplis de béton, et dont la dalle est composée de voussoirs préfabriqués conjugués collés, précontraints longitudinalement ;
- le viaduc de Monestier-de-Clermont, pour l'autoroute A51, dont le tablier de type bipoutre à entretoises repose sur les piles par l'intermédiaire de béquilles en V ;
- les viaducs d'accès au pont mobile de Rouen, le pont Gustave Flaubert, dont les pièces de pont, très hautes, sont ajourées dans leur partie centrale.

### Recherches en cours

Au cours de la décennie qui a précédé l'achèvement de ce guide, deux évolutions importantes visant à améliorer encore la compétitivité des ponts mixtes routiers ont été étudiées.

La première consiste à mettre en œuvre un contreventement horizontal composé de profilés métalliques entre les semelles inférieures des poutres principales d'un bipoutre. Cette évolution, qui vise à mieux répartir les efforts entre les poutres principales, a fait l'objet de plusieurs projets mais d'une seule application grandeur nature, l'ouvrage OA1 du boulevard périphérique est de Lille.

La seconde évolution importante consiste à remplacer la traditionnelle dalle en béton, souvent coulée en place, par des éléments de dalle préfabriqués et précontraints longitudinalement exécutés en béton fibré à ultra hautes performances (BFUP). Compte tenu du prix encore très élevé de ce matériau, ces éléments comportent une dalle ultra mince (environ 5 cm) raidie par des nervures transversales et longitudinales, espacées d'environ 60 cm, qui font penser à une gaufre, d'où son surnom de « dalle gaufree ». Fin 2009, cette évolution avait fait l'objet d'un important programme d'essais mais n'avait toutefois pas encore connu d'application sur un ouvrage réel.

## 1.3 - Morphologie longitudinale

### Distribution de portées

Les ouvrages mixtes, et notamment les ouvrages à poutres, présentent une très grande souplesse vis-à-vis de la distribution des travées.

Pour un ouvrage de grande longueur franchissant une brèche naturelle sans contrainte particulière, le rapport entre portée des travées de rive et portée des travées courantes peut atteindre 0,8, ce qui permet – pour un nombre d'appuis donné – de limiter la portée maximale de l'ouvrage (cf. figure 2.5).

Au contraire, pour un ouvrage franchissant une brèche assez plate mais comportant des obstacles importants (voie d'eau, voies ferrées, routes ou autoroutes), le rapport entre travées de rive et travées courantes peut

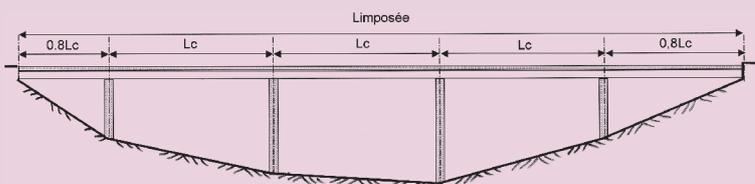


Figure 2.5 – Ouvrage avec position des culées imposée et travées de rive « longues »

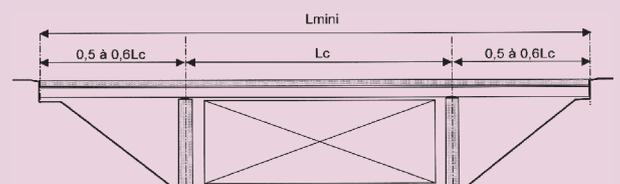


Figure 2.6 – Ouvrage avec position des piles imposée et travées de rive « courtes »

descendre jusqu'à 0,6 sans dénivellation d'appui et jusqu'à 0,5 avec dénivellations d'appui (cf. chapitres 3 et 4), ce qui permet de limiter la longueur totale de l'ouvrage au strict minimum (cf. figure 2.6).

Les ouvrages mixtes se prêtent également mieux que la plupart des ouvrages en béton (VIPP, caissons en béton précontraint construits par encorbellements successifs ou mis en place par poussage) à une distribution irrégulière des travées.

Pour les ouvrages comportant des pièces de pont, il y a lieu de rappeler que l'entraxe de ces dernières doit être aussi constant que possible sur la longueur du pont, ce qui peut amener à adapter les travées pressenties pour qu'elles soient toutes un multiple de cet entraxe.

### Hauteur constante

Les ouvrages les plus courants comportent des poutres de hauteur constante sur toute leur longueur (cf. figure 2.7). Cette disposition est en effet la plus économique vis-à-vis de l'exécution des poutres en usine, puis de leur mise en place.

### Hauteur linéairement variable dans les travées de rive et constante ailleurs

Une variante de la morphologie précédente consiste à réduire linéairement d'environ un tiers la hauteur des poutres dans les travées de rive (cf. figure 2.8). Bien adapté aux ouvrages comportant des travées de rive courtes, cet aménagement permet d'améliorer la silhouette de l'ouvrage et son insertion dans le site sans trop remettre en cause l'économie du projet. Il permet parfois aussi de dégager un gabarit de passage que la hauteur courante des poutres ne permettrait pas de respecter.

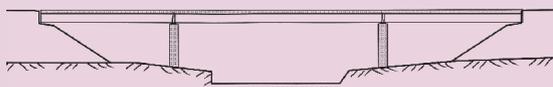


Figure 2.7 - Ouvrage avec tablier de hauteur constante sur toute sa longueur



Figure 2.8 - Ouvrage avec tablier de hauteur linéairement variable dans les travées de rive

### Hauteur variable

Il est possible de concevoir des ouvrages à poutres de hauteur variable sur toute leur longueur. Cette variation est en général parabolique mais peut aussi être cubique, voire linéaire (cf. figure 2.9).

Une hauteur variable complexifie toujours l'exécution et la mise en place de la charpente métallique. Elle n'est donc adoptée que dans des cas particuliers (ouvrages de grandes portées, ouvrages devant respecter des gabarits importants avec le profil en long le plus bas possible, etc.). Il arrive aussi qu'on opte pour une hauteur variable pour des considérations purement esthétiques.

Le viaduc des Saulières, pour le contournement de Brive, et le pont de Jassans sont de bons exemples d'ouvrages à tabliers de hauteur variable paraboliquement.

### Hauteur pour partie constante, pour partie variable

Ces dernières années, plusieurs ouvrages associant des zones de hauteur constante et des zones de hauteur variable ont été construits (cf. figure 2.10). Pour des ouvrages de grande longueur franchissant un obstacle bien identifié, cette conception est très intéressante. Sur le plan technique, elle permet de prévoir des portées importantes au droit de l'obstacle et des portées plus modestes, donc plus économiques, dans les zones sans contrainte majeure. Sur le plan esthétique, elle souligne l'obstacle principal et rompt la monotonie des travées de hauteur constante.

Plusieurs ouvrages importants et récents relèvent de ce principe :

- le viaduc de l'A86 franchissant le canal Saint-Denis ;
- les viaducs de l'A89 sur la Vézère et la Dordogne ;
- le viaduc de l'A20 sur le Lot.

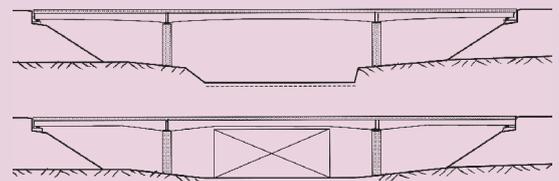


Figure 2.9 - Ouvrages avec tabliers de hauteur variable sur toute leur longueur

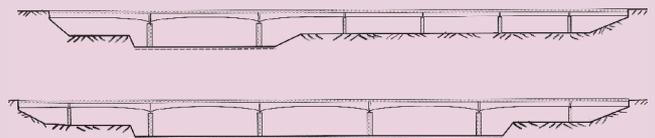


Figure 2.10 - Ouvrages avec tabliers comportant des zones de hauteur constante et des zones de hauteur variable

## 1.4 - Éléments de prédimensionnement des bipoutres

### 1.4.1 - Prédimensionnement des bipoutres à entretoises

Le tableau 2.1 donne, pour des bipoutres à entretoises et avec les notations de la figure 2.11, des éléments de prédimensionnement de la charpente et de la dalle.

Dans ces relations,  $X$  est la longueur des travées courantes ou, en cas de travées inégales, la longueur pondérée des deux plus grandes travées consécutives  $X = (2 \times l_i + l_{i+1}) / 3$  pour  $l_i > l_{i+1}$  (pour appliquer cette formule, les longueurs des travées de rive sont multipliées par 1,25) ou, en cas de travée isostatique,  $X = 1,4 \times l$ .

### 1.4.2 - Prédimensionnement des bipoutres à pièces de pont

Le tableau 2.2 donne, pour des bipoutres à pièces de pont et avec les notations de la figure 2.12, des éléments de prédimensionnement de la charpente et de la dalle.

Les notations utilisées sont identiques à celles du prédimensionnement des bipoutres à entretoises.

### 1.4.3 - Surfaces à peindre

Une fois le tonnage de charpente  $P$  estimé selon les modalités précisées ci-dessus, il est possible d'estimer la surface totale de protection anticorrosion à mettre en œuvre. Pour cela, on multiplie  $P$  par le ratio donné par les courbes « Bipoutres » de l'abaque ci-dessous (cf. figure 2.13).

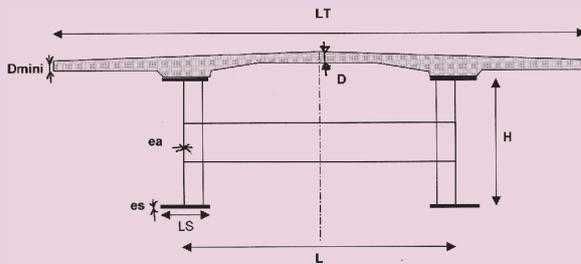


Figure 2.11 - Paramètres du dimensionnement d'un bipoutre à entretoises

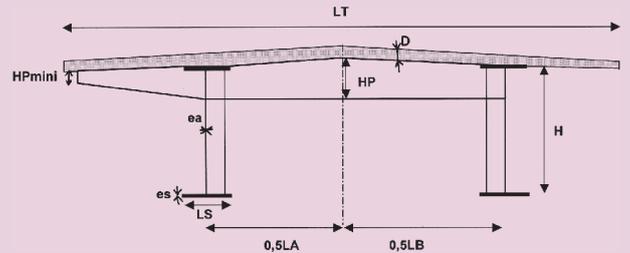


Figure 2.12 - Paramètres du dimensionnement d'un bipoutre à pièces de pont (à gauche, avec consoles ; à droite, sans console)

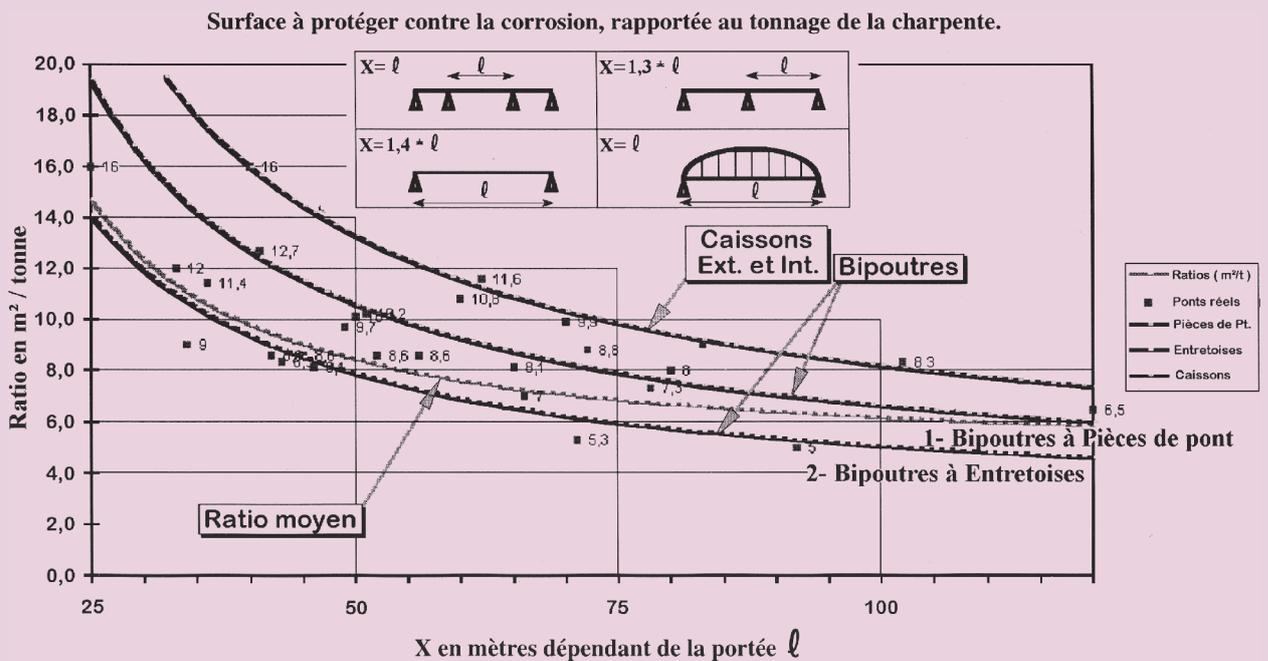


Figure 2.13 - Surface de protection anticorrosion nécessaire par tonne de charpente, en fonction de  $X$

Hauteur des poutres H	$\text{Max} \left( \frac{X}{28} \left( \frac{LT}{12} \right)^{0,45}, 0,40 + \frac{X}{35} \right)$ <p>pour un ouvrage de hauteur constante  X / 24 sur pile et X / 36 à mi-travée pour un ouvrage de hauteur variable avec plus de deux travées</p>
Entraxe des poutres	L = environ 0,55 LT
Largeur des semelles inf. Binf	$\left( 0,25 + \frac{LT}{40} + \frac{X}{125} \right) \left( 0,92 + \frac{LT}{150} \right)$
Largeur des semelles sup. Bsup	Binf - 0,100 pour un tablier à deux voies Binf - 0,200 pour un tablier à quatre voies
Entretoises courantes	Profilés IPE500 à IPE700 ou équivalents
Tonnage de charpente	$63 + 0,9 X^{1,2} \left( 1,34 - \frac{LT}{40} \right) + 0,25 X$ en kg / m <sup>2</sup> de tablier
Épaisseur de la dalle	$0,13 + \frac{(LT - L)}{26}$ au droit des poutres principales $0,12 + \frac{L}{50}$ au centre du tablier
Ratio de ferrailage de la dalle	Environ 250 kg / m <sup>3</sup>

Tableau 2.1 – Prédimensionnement des bipoutres à entretoises

Hauteur des poutres H	$\text{Max} \left( \frac{X}{28} \left( \frac{LT}{12} \right)^{0,333}, 0,40 + \frac{X}{35} \right)$ <p>pour un ouvrage de hauteur constante  X / 24 sur pile et X / 36 à mi-travée pour un ouvrage de hauteur variable</p>
Entraxe des poutres	LA = environ 0,55 LT LB = LT - 4 m.
Largeur des semelles inf. Binf	$0,25 + \frac{LT}{40} + \frac{X}{125}$
Largeur des semelles sup. Bsup	Binf - 0,100 pour un tablier à deux voies Binf - 0,200 pour un tablier à quatre voies
Hauteur des pièces de pont	HP = environ 1 / 11 <sup>ème</sup> de LA ou LB HPmini = environ 300 mm
Tonnage de charpente	$65 + 0,9 X^{1,2} \left( 1,43 - \frac{LT}{30} \right) + 2 LT + 0,22 X$ en kg/m <sup>2</sup>
Épaisseur de la dalle	24 à 26 cm
Ratio de ferrailage de la dalle	Environ 275 kg / m <sup>3</sup>

Tableau 2.2 – Prédimensionnement des bipoutres à pièces de pont

## 2 - Conception générale des ouvrages mixtes en caisson

### 2.1 - Généralités

Les ouvrages mixtes de type caisson sont beaucoup plus rares que les ouvrages à poutres. En effet, en l'absence de contraintes particulières, ils sont plus complexes et donc plus coûteux à construire et à entretenir. Ils sont ainsi bien adaptés aux cas où au moins l'une des conditions suivantes est satisfaite :

- la portée maximale dépasse environ 90 m ;
- la largeur du tablier dépasse une vingtaine de mètres ;
- la hauteur disponible pour inscrire le tablier est trop faible pour une structure à poutres ;
- la courbure en plan est importante (portée angulaire  $P/R > 0,2$ ).

Il arrive aussi qu'on adopte un caisson de préférence à un ouvrage à poutres pour des considérations purement esthétiques. En effet, un caisson présente presque toujours un aspect plus fin qu'un ouvrage à poutres, d'une part car il est plus élancé et d'autre part, car pour une hauteur de tablier donnée, l'inclinaison de ses âmes le fait paraître moins haut qu'un bipoutre.

Un caisson est aussi parfois choisi de préférence à un tablier à poutres pour la compacité de ses piles, soit parce que l'espace disponible pour les appuis est très réduit (cas des ouvrages franchissant des voies routières ou ferroviaires), soit pour des raisons purement architecturales. En effet, compte tenu de l'inclinaison de ses âmes, les appareils d'appui d'un caisson sont toujours significativement plus rapprochés que ceux d'un tablier à poutres, ce qui autorise des formes de piles plus compactes.

Pour être tout-à-fait complets, signalons enfin que des caissons sont parfois préférés à des bipoutres uniquement pour leur meilleure capacité à résister à des chocs de véhicules ou de corps flottants.

Les tableaux C à E de l'annexe A1 du présent guide recensent les principaux ouvrages mixtes routiers de

type caisson construits en France entre 1995 et 2005. Ceux-ci représentent environ 10 % des ouvrages mixtes construits.

### 2.2 - Morphologie transversale

#### 2.2.1 - Ouvrages de type caisson simple ouvert

Les tabliers en caisson les plus simples sont composés d'une dalle en béton et d'une charpente métallique en U. Cette dernière est constituée de tôles longitudinales reconstituant le U extérieur (de haut en bas, deux semelles supérieures, deux âmes et une tôle de fond) et d'éléments transversaux de deux types, des diaphragmes disposés au droit des appuis et des cadres disposés en travées (cf. figure 2.14).

La dalle présente sensiblement les mêmes caractéristiques et modalités d'exécution que la dalle des bipoutres à entretoises.

Les semelles supérieures présentent des caractéristiques identiques à celles des bipoutres.

La tôle de fond est une tôle d'épaisseur constante par tronçons. Elle est raidie le plus souvent par des augets, c'est-à-dire des tôles pliées en U, ou par des tés et quelquefois par des plats.

Les âmes sont des tôles d'épaisseur constante par tronçons. Elles sont en général inclinées par rapport à un axe perpendiculaire au fond du caisson. Elles sont le plus souvent raidies par des plats ou des tés.

Les cadres sont des éléments transversaux, très ajourés, soudés sur les semelles supérieures, les âmes et la tôle de fond (cf. figure 2.15). Destinés à empêcher une déformation transversale excessive du caisson, ils sont disposés selon un entraxe généralement compris entre 4 et 6 mètres.

Les diaphragmes sont les éléments transversaux situés au droit des appuis. Destinés à reprendre de nombreux efforts dont la torsion et ceux dus aux réactions d'appui, ils sont constitués de tôles fortement raidies fermant la totalité de la section du U, à l'exception d'un

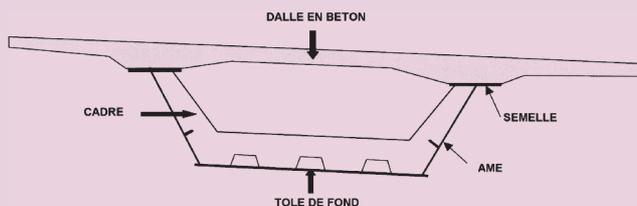


Figure 2.14 – Caisson simple ouvert (cas d'une chaussée monodévers)



Figure 2.15 – Éléments transversaux : à gauche et au centre, cadres ; à droite, diaphragme sur appuis

trou d'homme (cf. figure 2.15). Ils sont en contact et connectés avec la dalle en béton sur toute la largeur du U.

Les caissons métalliques ouverts doivent présenter une hauteur minimale de 1,50 m, le respect de cette condition étant indispensable à la construction de la dalle en béton et à leur inspection.

Les caissons métalliques les plus économiques sont ceux qui peuvent être entièrement assemblés en usine et comportent une tôle de fond issue d'une tôle unique. Il s'agit en général des caissons dont l'encombrement total n'excède pas 6 m et dont la largeur de la tôle de fond ne dépasse pas 4,50 m. Lorsqu'une de ces conditions ne peut pas être satisfaite, une soudure longitudinale doit être réalisée au milieu de la tôle de fond, soit en usine, soit sur site, ce qui renchérit le coût de l'ouvrage.

Parmi les ouvrages récents de ce type, on peut citer l'ouvrage DE de l'échangeur du Palays, à Toulouse, le viaduc de Ners sur le Gardon et le pont sur l'Ante.

### 2.2.2 - Ouvrages de type caisson simple fermé

Une variante du type de caisson que nous venons de décrire est le caisson fermé. Celui-ci est identique au caisson ouvert, à l'exception de ses deux semelles supérieures qui sont remplacées par une tôle générale (cf. figure 2.16).

Pour ces ouvrages, la tôle supérieure est une tôle raidie par des plats ou des tés.

À largeur et à portées égales, ces structures consomment un peu plus d'acier et de main d'œuvre que les caissons simples ouverts décrits précédemment mais la présence d'une tôle générale comme membrure supérieure simplifie certaines tâches et notamment l'exécution de la dalle, la tôle supérieure étant utilisée comme coffrage perdu. Les caissons simples fermés sont de ce fait des structures particulièrement bien adaptées au cas des tabliers de faibles dimensions. Ils sont également bien

adaptés aux ouvrages courbes car leur tôle supérieure permet de s'affranchir de contreventement provisoire.

Les ouvrages de ce type restent assez rares. Les petits caissons mixtes élargissant le viaduc d'accès au pont d'Aquitaine en sont cependant un bon exemple.

### 2.2.3 - Ouvrages de type caisson à pièces de pont avec consoles

Comme les bipoutres, les caissons peuvent être conçus avec une ossature secondaire supportant la dalle (cf. figure 2.17).

Comme pour les ouvrages à poutres, les caissons à pièces de pont sont plus difficiles à exécuter que les caissons simples. Ils sont donc généralement utilisés :

- lorsque la largeur du tablier dépasse 13-14 m ;
- lorsque la portée dépasse environ 90 m.

Dans ces structures, les semelles supérieures, les âmes et la tôle de fond ont des caractéristiques similaires à celles des caissons simples.

Les pièces de pont sont disposées selon un entraxe aussi constant que possible et voisin de 4 m. Elles sont couplées avec les cadres et sont souvent prolongées sous les parties en encorbellement de la dalle par des consoles, en général de hauteur linéairement variable.

La dalle présente les mêmes caractéristiques et modalités d'exécution que la dalle des bipoutres à pièces de pont. Il s'agit donc d'une dalle mince d'épaisseur constante.

Quelques ouvrages de ce type ont été construits ces dernières années :

- le tablier supérieur du pont en arc de la Roche Bernard ;
- les viaducs de la rocade d'Avignon ;
- les ouvrages franciliens du Trans-Val-de-Marne franchissant les autoroutes A86 et A106.

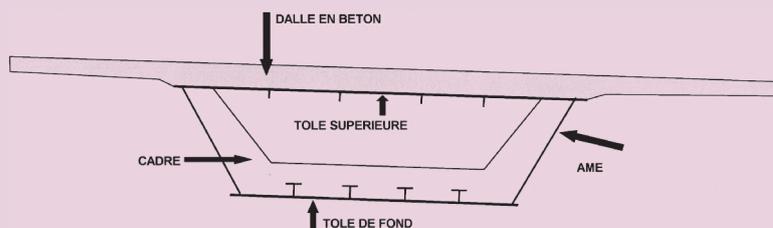


Figure 2.16 - Caisson simple fermé (cas d'une chaussée monodévers)

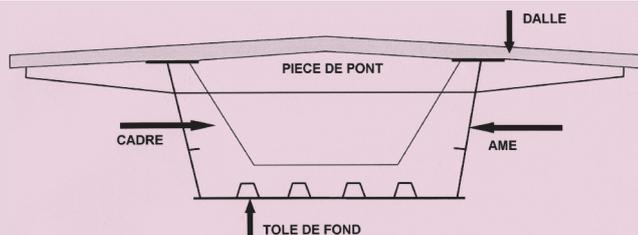


Figure 2.17 - Caisson à pièces de pont avec consoles (cas d'une chaussée à dévers en toit)

### 2.2.4 - Ouvrages de type caisson à pièces de pont sans console

Certains caissons mixtes comportent des diaphragmes en lieu et place des cadres, dont la partie située au-dessus du trou d'homme fait office de pièces de pont pour la zone centrale de la dalle (cf. figure 2.18). L'entraxe de ces diaphragmes est en général de 4 m, ce qui permet de réduire au maximum l'épaisseur de la dalle.

Le tablier du viaduc de Boulogne-sur-Mer, pour la RN1, constitue un exemple récent de caisson à pièces de pont sans console.

### 2.2.5 - Ouvrages de type caisson à pièces de pont et bracons

Ces dernières années, deux caissons très larges comportant des pièces de pont avec consoles supportées par des bracons (cf. figure 2.19) ont été construits : le viaduc de Verrières pour l'A75 et le second pont sur le Rhône à Valence.

Au centre, ces caissons comportent un noyau central composé de deux tôles générales, de deux âmes verticales assez rapprochées et d'une série de cadres. Sur les côtés, les grands encorbellements sont soutenus par des consoles prolongeant les cadres, elles-mêmes soutenues par des bracons appuyés à la base du noyau central. Ces bracons, en général tubulaires, sont soit perpendiculaires à l'axe de l'ouvrage, comme sur le pont de Valence, soit inscrits dans des plans longitudinaux inclinés dans lesquels ils forment une triangulation, comme à Verrières.

Bien que de largeur plus modeste (12,90 m), le viaduc de Frocourt, construit en 2004-2005 près de Beauvais, adopte une structure similaire à celle du second pont sur le Rhône mais pour des considérations essentiellement esthétiques.

### 2.2.6 - Ouvrages à deux caissons

Pour certains ouvrages de grande largeur mais de petites portées, il est possible d'envisager des tabliers constitués de deux petits caissons métalliques et d'une dalle unique en béton. Les principaux avantages de ces structures sont, malgré la largeur de l'ouvrage, la possibilité d'amener

les caissons intégralement assemblés depuis l'usine et la souplesse d'implantation des piles de chaque caisson. Leurs principaux inconvénients sont la complexité de leur fonctionnement et les conditions d'exécution de la dalle.

### 2.2.7 - Autres points concernant la conception transversale

Du fait de la faible largeur de leur tôle inférieure, des caissons mixtes sont souvent choisis dans des sites où les piles doivent avoir des dimensions restreintes. Dans certains cas extrêmes, on peut même être amené à ne disposer qu'un appareil d'appui par pile – ce qui permet de réduire au maximum le chevêtre d'appui – et à reprendre l'intégralité des efforts de torsion sur les culées.

## 2.3 - Morphologie longitudinale

### 2.3.1 - Longueur totale et distribution de portées

Les caissons mixtes présentent la même souplesse vis-à-vis de la distribution des travées que les ouvrages à poutres.

Si le caisson comporte des pièces de pont, l'entraxe de ces dernières doit être aussi constant que possible sur la longueur de l'ouvrage, ce qui peut amener à adapter les travées pressenties pour qu'elles soient toutes un multiple de cet entraxe.

### 2.3.2 - Variation de hauteur

La très grande majorité des caissons mixtes présentent une hauteur constante. Cette disposition simplifie en effet grandement l'exécution mais aussi la mise en place du caisson, en particulier si celle-ci s'effectue par lancement.

De très rares ouvrages dérogent à cette règle. Parmi ceux-ci, on peut évoquer le pont à béquilles sur l'Ante, dont le tablier présente une hauteur linéairement variable, et le pont sur la Vienne, à Nouâtre, dont le fond de caisson est horizontal et les semelles supérieures parallèles au profil en long parabolique.

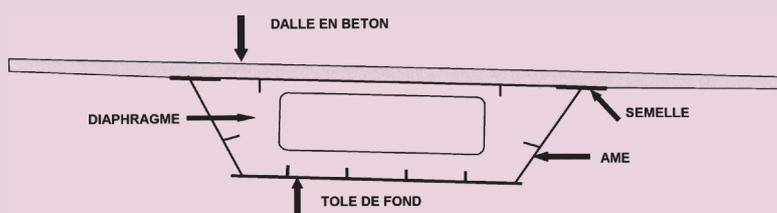


Figure 2.18 – Caisson à pièces de pont sans console (cas d'une chaussée monodévers)

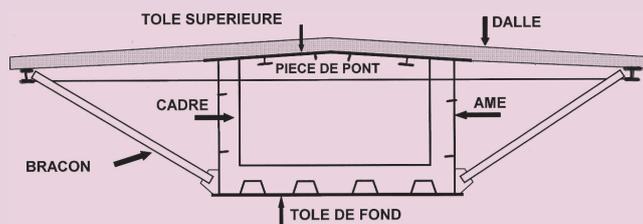


Figure 2.19 – Caisson à pièces de pont et bracons (cas d'une chaussée à dévers en toit)

## 2.4 - Éléments de prédimensionnement des caissons

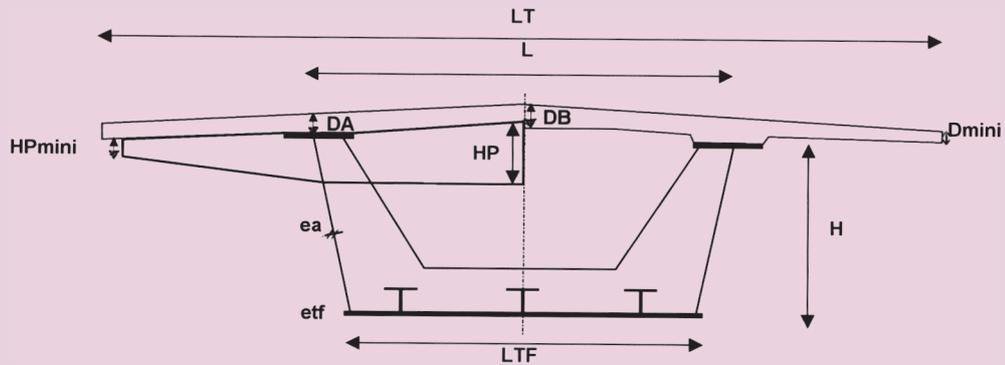


Figure 2.20 - Paramètres du dimensionnement d'un caisson (à gauche, à pièces de pont avec consoles ; à droite, sans pièce de pont)

Entraxe sup. des âmes	$L = 0,50 \text{ à } 0,55 \text{ LT}$
Hauteur des âmes	$H = 1 / 30^\circ \text{ à } 1 / 40^\circ \text{ de la portée maximale}$
Inclinaison des âmes	De 0 à 50 %
Hauteur des pièces de pont	$HP = \text{environ } 1 / 11^\circ \text{ de } L$ $HP_{\text{mini}} = \text{environ } 300 \text{ mm}$
Largeur et épaisseur des semelles supérieures des caissons ouverts	Idem que pour les ponts à poutres
Épaisseur des âmes	$ea = 16 \text{ à } 35 \text{ mm}$ suivant section, largeur et portée
Épaisseur de la tôle de fond	$etf = 25 \text{ à } 80 \text{ mm}$ suivant section, largeur et portée
Épaisseur de la dalle	Caisson sans pièce de pont : $0,13 + \frac{(LT - L)}{26}$ au droit des âmes, $0,12 + \frac{L}{50}$ au centre du tablier Caisson à pièces de pont : 24 à 26 cm
Ratio de ferrailage de la dalle	Environ $250 \text{ kg/m}^3$ si cadres simples et $275 \text{ kg / m}^3$ si cadres à pièces de pont ou diaphragmes

Tableau 2.3 - Prédimensionnement des caissons.

## 3 - Points divers pouvant influencer la conception générale

### 3.1 - Tracé routier

Au stade des études de conception générale, il convient de porter une attention particulière au tracé de la voie portée car celui-ci peut, dans certains cas, rendre difficile, voire impossible, la mise en place de la charpente.

Le chapitre 4 du présent guide présente de nombreuses techniques de mise en place de la charpente, dont les plus courantes sont le lançage et la pose à la grue.

La mise en place par lançage, c'est-à-dire en roulant ou glissant sur des dispositifs provisoires placés sur les appuis, se prête assez mal à des tracés complexes, c'est-à-dire autres qu'un cercle ou un alignement droit. Ainsi, un tablier dont le tracé en plan est constitué d'un cercle suivi d'un alignement droit devra être lancé depuis ses deux culées, ce qui est toujours plus fastidieux et plus coûteux qu'un lançage depuis une seule culée. De même, la mise en place d'un tablier comportant en son centre une clothoïde posera des difficultés.

La mise en place à la grue est possible avec tous les tracés routiers, même les plus complexes. Sauf pour des ouvrages de taille très modeste pouvant être posés en une seule fois depuis une des deux culées, elle ne peut être mise en œuvre que si le tablier se trouve à moins d'une quinzaine de mètres du sol et qu'il est possible de faire venir sur le site des grues de puissance suffisante.

Au stade des études préliminaires, il convient donc de rechercher des géométries routières simples et régulières (un seul élément géométrique en long et en plan, dévers et largeur constants), en demandant si nécessaire au projeteur routier des modifications du tracé.

### 3.2 - Courbure en plan

Les tabliers des ouvrages mixtes courbes en plan sont presque toujours obtenus en découpant les semelles et les tôles de fond selon la courbure en plan de la voie portée et en exécutant, sur la charpente ainsi constituée, une dalle de caractéristiques transversales constantes.

Dans un bipoutre courbe avec charpente courbe, les sollicitations dans la poutre extérieure sont plus importantes que dans les poutres d'un tablier rectiligne de même portée axiale.

À titre indicatif, dans un tablier isostatique circulaire chargé uniformément par une charge  $q$ , la contrainte maximale dans les semelles inférieures peut être

déterminée en multipliant la contrainte dans les mêmes semelles de l'ouvrage rectiligne équivalent par

$$\alpha = 1 + (P^2/2R)(5/12L + 1/K^2Ls)$$

relation dans laquelle  $P$  est la portée développée du tablier,  $R$  le rayon de courbure de la voie,  $L$  la distance entre poutres principales,  $K$  le rapport portée/entraxe des entretoises et  $Ls$  la largeur des semelles inférieures.

En outre, à portées identiques, les entretoises sont plus sollicitées dans un pont courbe que dans un pont droit.

En cas d'ouvrage à poutres de forte courbure, on a donc intérêt soit à modérer les portées, soit à augmenter l'entraxe des poutres. Si ces deux paramètres sont toutefois imposés, la courbure conduit rapidement à une forte majoration des efforts dans la poutre extérieure qui peut amener à préférer une structure en caisson, beaucoup plus rigide en torsion.

### 3.3 - Biais

Concevoir un pont à poutres mixte biais, c'est-à-dire dont l'une des lignes d'appui n'est pas perpendiculaire à son axe longitudinal, est possible mais présente souvent de nombreux inconvénients :

- les éléments transversaux doivent souvent suivre le biais, sous peine d'être soumis à des efforts spécifiques dus à la différence des flèches à leurs extrémités ; ils sont de ce fait plus longs et nécessitent des assemblages plus coûteux ;
- tout ou partie des plots de dalle sont biais ;
- si l'ouvrage est continu, les dénivellations d'appui sont déconseillées car elles entraînent des efforts et des déformations importants dans les zones d'appui.

Il est donc vivement recommandé de concevoir des ouvrages à poutres aussi peu biais que possible, en explorant d'abord les possibilités de modification du tracé routier et en envisageant toutes les formes de pile quand l'emplacement au sol des appuis est décisif pour le choix du biais.

## 4 - Bibliographie associée

Certains chapitres de ce guide comportent une bibliographie « associée » portant sur le domaine traité par le seul chapitre en cours. Les termes entre crochets désignent les articles recensés dans l'annexe 2, « Bibliographie », du présent guide. Les termes RT, BOA et OTUA désignent respectivement la revue « Travaux », le bulletin « OA » du Sétra et le bulletin « Ponts métalliques » de l'OTUA (ConstruirAcier).

### Bipoutres à entretoises

RT [MAR 95] [COU 95] [CHA 95] [MEU 96] [AMA 96]  
[AVR 01] [DEM 02] [STO 03] [MAR 07]

BOA [NOR 95] [GIL 96] [BAR 00] [VIO 08]

OTUA [HIP 96] [DEZ 03] [PRE 09] [BER 09]

### Bipoutres à pièces de pont

RT [ASF01 02] [ASF02 02] [CAL 02] [MAN 02] [BRI 03]  
[DUB 04] [DUM 06] [MOS 09]

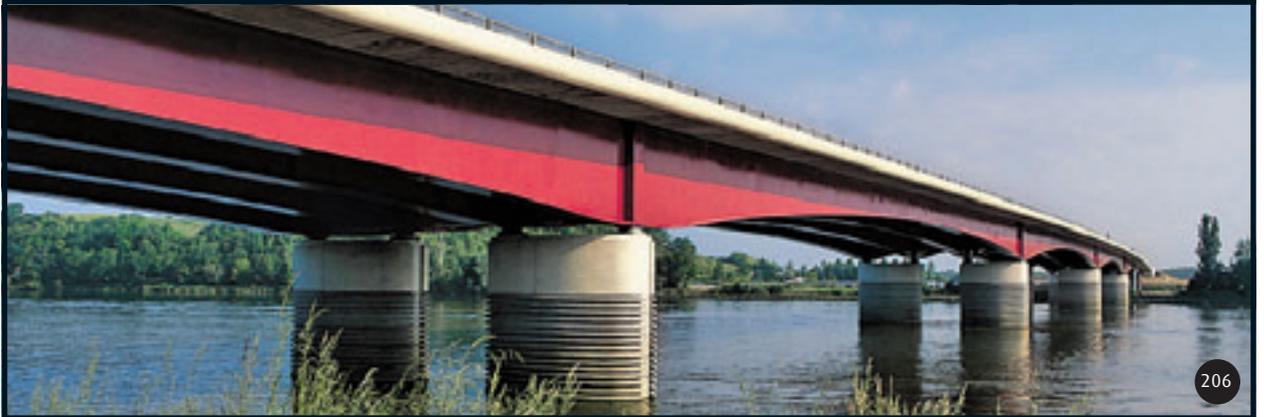
OTUA [MOS 09]

### Caissons

RT [POI 97] [CHA 00] [BOU 01] [GIL 01] [HAU 07]

BOA [FON 95] [DAI 05] [MON 96] [BAR 06]

OTUA [VIL01 96] [TAV 04] [FLE 04] [GIL 04]



201 : Passage supérieur en bipoutre à entretoises. 202 et 203 : Bipoutres à entretoises. 204 : Sous-face d'un double quadripoutre. 205 : Double quadripoutre à entretoises avec zones de hauteur variable paraboliquement et zones de hauteur constante. 206 : Double bipoutre à entretoises de hauteur variable paraboliquement.



211



212



213



214



215

211 à 213 : Bipoutres à pièces de pont avec consoles. 214 à 215 : Bipoutre à pièces de pont sans console (ici de hauteur variable).





221



222



223



225



224



226

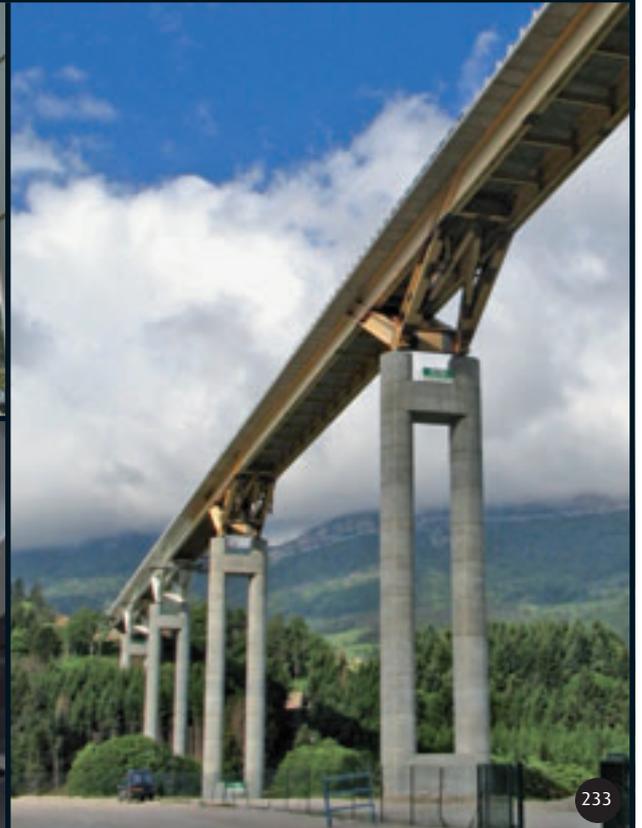
221 : Caisson simple. 222 : Caisson à pièces de pont. 223 : Cadre courant. 224 : Diaphragme sur appui. 225 et 226 : Caissons à pièces de pont et bracons.



231



232



233



234



235

231 : Ouvrage à béquilles avec caisson de hauteur linéairement variable (ici en cours de doublement). 232 : Bipoutre avec contreventement inférieur. 233 : Bipoutre à entretoises avec béquilles partielles. 234 : Bipoutre avec pièces de pont ajourées en partie centrale. 235 : Passage supérieur avec poutres constituées par deux HEA800 soudés.



# Chapitre 3

## Conception détaillée

►► Ce chapitre concerne la conception de détail des ouvrages mixtes les plus courants. Il traite successivement de la conception de la charpente métallique des bipoutres, de celle de la charpente des caissons et enfin de celle de la dalle en béton.

### 1 - Choix des matériaux

#### 1.1 - Acier de charpente et assemblages

##### 1.1.1 - Textes réglementaires

À la date de rédaction de ce guide, les principaux textes régissant les caractéristiques de l'acier de charpente sont :

- le fascicule n°4 titre III du CCTG complété, pour ce qui concerne la marque NF-Acier, par la note d'information intitulée « Approvisionnement en tôles d'acier pour ouvrages d'art » publiée par le Sétra en mars 2007 ;
- le fascicule n°66 du CCTG ;
- les normes NF EN 10025-1 à 6 ;
- les normes NF EN 1993-1-10 et NF EN 1993-2 et leurs annexes nationales.

##### 1.1.2 - Désignation des aciers

Les aciers utilisés pour la construction des ponts sont désignés par une nuance (par exemple, S355) et une qualité (par exemple, K2+N, M, ML, etc.). On parle ainsi d'aciers « S355K2+N », « S420M » ou encore « S460ML ».

##### 1.1.3 - Nuance des aciers

La nuance est constituée de la lettre S (pour acier de construction métallique) suivie de la limite élastique en N/mm<sup>2</sup> (355, 420, 460). Cette dernière est celle des tôles dont l'épaisseur est la plus faible de la gamme, la limite élastique diminuant légèrement avec l'épaisseur.

La nuance la plus courante est le S355 mais des nuances encore plus performantes, dites à haute limite élastique, sont également disponibles (S420, S460, S690, etc.), étant entendu que seules les nuances inférieures ou égales à S460 sont couvertes par la partie 2 de l'Eurocode 4.

Les éléments longitudinaux de la majorité des ouvrages sont entièrement réalisés avec des aciers de nuance S355. Quelques ouvrages récents de grandes dimensions comme le viaduc de Verrières et le second pont sur le Rhône à Valence comportent toutefois des tronçons sur piles entièrement en acier S460, cette disposition permettant de limiter un peu le poids de la charpente (jusqu'à 10 % environ) et facilitant son lançage.

##### 1.1.4 - Qualité des aciers

La qualité (K2+N, N, M, etc.) est un paramètre qui caractérise la ténacité de l'acier, c'est-à-dire sa capacité à absorber l'énergie des chocs sans risque de rupture fragile. Ce risque augmentant avec l'épaisseur de la pièce et la nuance de l'acier, la qualité dépend de ces deux paramètres.

Les normes 10025-1 à 6 spécifient pour chaque type d'acier considéré (non allié, à grains fins à l'état normalisé, etc.) les nuances utilisables et les qualités dans lesquelles peuvent être fournies ces nuances. En outre, l'annexe nationale de la norme NF EN 1993-2 définit des exigences supplémentaires relatives à la ténacité de l'acier. Celles-ci précisent la qualité minimale à utiliser en fonction de l'épaisseur de la tôle (cf. tableau 3.1).

Épaisseur de la tôle	Qualité minimale
$t \leq 30$ mm	J2
$t > 30$ mm	N ou M ou Q (aciers à grains fins)

Tableau 3.1 – Qualité minimale de l'acier selon l'épaisseur de la tôle

Pour le marché français, les qualités couramment utilisées dans les ponts mixtes routiers sont les suivantes :

Nuance	Épaisseur	Qualité
S355	$e \leq 30$ mm	K2
S355	$30 < e \leq 80$ mm	N ou M
S355	$80 \text{ mm} < e \leq 150$ mm	NL ou ML
S460	$e \leq 50$ mm	M
S460	$50 \text{ mm} < e \leq 120$ mm	ML

Tableau 3.2 – Qualités couramment utilisées dans les ponts mixtes routiers français

### 1.1.5 - Limite d'élasticité

La limite d'élasticité à prendre en compte dans les calculs dépend de l'épaisseur de la pièce à justifier. Le tableau 3.3, issu des différentes parties de la norme NF EN 10025, donne des exemples de la variation de la limite élastique d'une tôle en fonction de son épaisseur e en millimètres.

### 1.1.6 - Épaisseur maximale des tôles

Le tableau 2.1 de la norme NF EN 1993-1-10 fixe l'épaisseur maximale d'une tôle d'une nuance et d'une qualité données. Cette épaisseur dépend de deux paramètres :

- la température de référence  $T_{Ed}$ , définie par la norme NF EN 1993-1-5 et son annexe nationale ;
- le niveau de contraintes dans l'élément  $\sigma_{Ed}$  accompagnant cette température.

Le tableau 3.4 illustre la détermination de cette épaisseur maximale avec l'exemple de deux nuances courantes soumises à un niveau de contraintes  $\sigma_{Ed}$  inférieur à  $0,5.f_y(t)$ .

### 1.1.7 - Marque NF-Acier

En France, le fascicule 4 titre III impose que les tôles soient titulaires du marquage NF-Acier. La production de tôles respectant stricto sensu cette exigence étant toutefois inférieure aux besoins de la construction des

ouvrages d'art, le Sétra et le LCPC ont mis au point des dispositions transitoires permettant de déroger à cette exigence sans remettre en cause le niveau de qualité escompté. Ces dispositions sont définies dans la note d'information intitulée « Approvisionnement en tôles d'acier pour ouvrages d'art », publiée par le Sétra en mars 2007.

### 1.1.8 - Résistance au délaminage

Certaines tôles de la charpente métallique peuvent être sollicitées en traction dans le sens de leur épaisseur. C'est notamment le cas des âmes intermédiaires et des semelles des montants d'entretoises intermédiaires des multipoutres.

Pour ces pièces, conformément au paragraphe 3 de la norme NF EN 1993-1-10, il convient de s'assurer qu'aucun défaut de laminage ou de soudage ne pourra provoquer un jour leur délaminage, c'est-à-dire leur découpage en feuillet. Pour ce faire, il faut utiliser des tôles présentant la qualité Z appropriée selon la norme NF EN 10164 et effectuer, après assemblage, des contrôles aux ultrasons pour s'assurer de l'absence de défauts.

### 1.1.9 - Assemblages

Sur les ponts mixtes français couverts par ce guide, les assemblages sont presque toujours effectués par soudage à l'arc. Cette technique est la plus durable et la plus esthétique.

Les assemblages boulonnés sur site sont donc très rares et réservés aux ouvrages de petites dimensions ou pour lesquels ces assemblages doivent être effectués soit le plus rapidement possible, soit dans un contexte climatique très défavorable (froid, vent). En outre, ils ne doivent être réalisés qu'avec des boulons à serrage contrôlé.

Désignation	$\sigma_{Ed} = 0,50.f_y(t)$		
	$T_{Ed} = -10^\circ\text{C}$	$T_{Ed} = -20^\circ\text{C}$	$T_{Ed} = -30^\circ\text{C}$
S355N	110 mm	95 mm	80 mm
S355NL	155 mm	135 mm	110 mm

Tableau 3.4 – Exemples d'épaisseurs maximales selon les normes NF EN 1993-1-10 et NF EN 1993-1-10/NA

Désignation	$e \leq 16$	$16 < e \leq 40$	$40 < e \leq 63$	$63 < e \leq 80$	$80 < e \leq 100$	$100 < e \leq 120$	$120 < e \leq 150$
S355N ou NL	355 MPa	345 MPa	335 MPa	325 MPa	315 MPa	295 MPa	295 MPa
S460M ou ML	460 MPa	440 MPa	430 MPa	410 MPa	400 MPa	380 MPa	-

Tableau 3.3 – Limite élastique d'une tôle en fonction de son épaisseur

## 1.2 - Béton de la dalle

### 1.2.1 - Textes réglementaires et guides techniques

À la date d'achèvement de ce guide, les principaux textes régissant les caractéristiques du béton de la dalle sont :

- le fascicule n° 65 du CCTG de 2008, notamment son chapitre 8, « Bétons et mortiers » ;
- la norme NF EN 206-1 d'avril 2005 et ses amendements ;
- les normes de la série NF EN 1992 ;
- les guides « Recommandations pour la prévention des désordres dus à l'alcali-réaction » et « Recommandations pour la prévention des désordres dus à la réaction sulfatique interne », édités par le LCPC respectivement en juin 1994 et en août 2007 ;
- le guide Sétra/LCPC « Ponts mixtes – Recommandations pour maîtriser la fissuration des dalles » que les Eurocodes ont rendu en partie obsolète mais qui comporte des informations relatives aux choix des bétons toujours d'actualité ;
- pour les ouvrages courants, le guide « Approche performantielle de la durabilité des bétons – Applications aux ouvrages courants – Recommandations provisoires », édité par le LCPC en 2009 ;
- pour les très grands ouvrages, le guide « Conception des bétons pour une durée de vie donnée des ouvrages », édité par l'AFGC en juillet 2004.

### 1.2.2 - Qualités attendues du béton de la dalle d'un pont mixte

Les principales qualités, parfois contradictoires, que doit présenter le béton d'une dalle de pont mixte sont :

- présenter une fluidité compatible avec un ferrailage dense ;
- avoir une montée en résistance élevée, qui permette un cycle rapide des équipages mobiles ;
- avoir un retrait limité ;
- présenter une excellente durabilité.

### 1.2.3 - Classe de résistance

Lorsque la dalle est coulée en place, le béton est le plus souvent de classe de résistance C35/45 au sens de la norme NF EN 206-1, ce qui assure un bon compromis entre retrait et durabilité. Des bétons plus performants sont parfois utilisés, en particulier lorsque la dalle est préfabriquée.

### 1.2.4 - Formulation des bétons dans le cadre d'une approche classique

À la date de rédaction de ce guide, les maîtres d'ouvrage et maîtres d'œuvre laissent une certaine liberté aux entrepreneurs tout en fixant certaines hypothèses importantes comme :

- le niveau de prévention des risques liés à l'alcali-réaction et à la RSI ;
- l'intensité du gel et du salage des voies portées et franchies ;
- la classe de résistance du béton.

Afin de garantir la durabilité du béton, le CCTP fixe également plusieurs paramètres importants comme la teneur, la nature et certaines caractéristiques du ciment et le rapport Eeff/Leq. Le tableau 3.5 (page suivante) donne les caractéristiques habituellement imposées au béton de la dalle d'un pont mixte pour une durée d'utilisation du projet de cent ans, et ce, en fonction de l'ensemble des classes d'exposition auxquelles est soumise cette dalle.

### 1.2.5 - Formulation des bétons dans le cadre d'une approche performantielle

Avec une approche performantielle, un maître d'ouvrage peut laisser l'entreprise encore plus libre de ses formulations de béton sous réserve que ces dernières atteignent les objectifs de durabilité qu'il fixe dans le marché.

Le guide « Conception des bétons pour une durée de vie donnée des ouvrages », édité par l'AFGC en 2004, et le guide « Approche performantielle de la durabilité des bétons – Applications aux ouvrages courants – Recommandations provisoires », édité par le LCPC en 2009, proposent de juger le béton d'une dalle de pont mixte selon trois principaux indicateurs de durabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures :

- la porosité accessible à l'eau par absorption sous vide  $P_{\text{eau}}$  exprimée en % et mesurée selon le mode opératoire AFPC-AFREM « Détermination de la masse volumique apparente et de la porosité accessible à l'eau » ;
- la perméabilité apparente au gaz  $K_{\text{gaz}}$  exprimée en  $10^{-18} \text{ m}^2$  et mesurée au perméamètre à charge constante (méthode d'essai des LPC n° 58.7) ;
- si la dalle est soumise aux sels de déverglaçage ou à un environnement marin, le coefficient de diffusion des chlorures  $D_{\text{app}}$ , en  $\text{m}^2/\text{sec}$  ;

Indicateurs auxquels s'ajoute la résistivité électrique  $\rho$  exprimée en  $\Omega \cdot \text{m}$ .

### Épreuves d'études

Le tableau 3.6 (page suivante) fixe les seuils d'acceptabilité de ces indicateurs à 90 jours, pour une durée d'utilisation du projet de 100 ans. Ces seuils ont été établis pour des enrobages minimaux vis-à-vis des conditions d'environnement  $C_{\text{min,dur}}$  de 30 mm vis-à-vis de la carbonatation (XC) et de 50 mm pour la profondeur de pénétration des chlorures (XD, XS). Pour des enrobages différents, il convient d'adapter ces seuils en se référant au guide AFGC « Conception des bétons pour une durée de vie donnée des ouvrages ».

Avec cette approche dite performantielle, l'épreuve d'étude des bétons est toujours menée dans le respect des exigences du fascicule n° 65 du CCTG mais doit aussi fournir les résultats des mesures de chaque indicateur de durabilité à 90 jours ou disposer de résultats probants sur des formules préqualifiées utilisées antérieurement dans des conditions de fabrication et d'emploi équivalentes.

Des mesures de porosité à l'eau à 28 jours et des mesures de résistivité électrique à 28 et 90 jours sont également réalisées dans la perspective des épreuves de convenance ou pris comme référence.

Classes d'exposition (1)	Classe de résistance (2)	Teneur minimale en liant équivalent vis-à-vis de la durabilité	Nature du ciment vis-à-vis de la durabilité	Caractéristiques complémentaires du ciment vis-à-vis de la durabilité (3)	E <sub>eff</sub> /L <sub>eq</sub> vis-à-vis de la durabilité	Caractéristiques complémentaires
XF1 XC4	C30/37	330 kg		CP (4)	0,50	RAG
XF3 XC4	C30/37	385 kg	CEM I ou CEM II/A ou B (sauf W)	CP (4)	0,45	RAG G
XF4 XC4	C35/45	385 kg	CEM I ou CEM II/A (S ou D)	PM ou ES CP (4)	0,45	RAG G+S
XC4 XF1 XS1	C30/37	330 kg		PM CP (4)	0,50	RAG
XC4 XF1 XS3	C35/45	350 kg		PM CP (4)	0,50	RAG

Tableau 3.5 – Caractéristiques habituellement imposées au béton de la dalle d'un pont mixte

- (1) Ce tableau ne couvre que les classes d'exposition les plus fréquemment utilisées.  
 (2) La classe de résistance donnée ici est une classe minimale fixée uniquement vis-à-vis des critères de durabilité.  
 (3) CP, PM et ES désignent respectivement « ciment pour précontrainte », « prise mer » et « eaux sulfatiques ».  
 (4) Caractère du ciment nécessaire seulement dans le cas où la dalle est précontrainte.

Classes d'exposition	Indicateurs principaux de durabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures (seuils à 90 jours d'âge du béton)		Indicateur secondaire de durabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures (seuil à 28 jours d'âge du béton)
	P <sub>eau</sub> 90 j	K <sub>gaz</sub>	D <sub>app</sub>
XC4	P <sub>eau</sub> 90 j < 13 ‰	K <sub>gaz</sub> 90 j < 150 10 <sup>-18</sup> m <sup>2</sup>	
XC4 + XS1	P <sub>eau</sub> 90 j < 13 ‰	K <sub>gaz</sub> 90 j < 150 10 <sup>-18</sup> m <sup>2</sup>	D <sub>app</sub> 90 j < 7
XC4 + XS3	P <sub>eau</sub> 90 j < 11 ‰	K <sub>gaz</sub> 90 j < 150 10 <sup>-18</sup> m <sup>2</sup>	D <sub>app</sub> 90 j < 3
XC4 + XD1	P <sub>eau</sub> 90 j < 13 ‰	K <sub>gaz</sub> 90 j < 150 10 <sup>-18</sup> m <sup>2</sup>	D <sub>app</sub> 90 j < 7
XC4 + XD3	P <sub>eau</sub> 90 j < 11 ‰	K <sub>gaz</sub> 90 j < 150 10 <sup>-18</sup> m <sup>2</sup>	D <sub>app</sub> 90 j < 3

Tableau 3.6 – Seuils des indicateurs de durabilité de béton

## Épreuves de convenue

L'épreuve de convenue est effectuée dans la quatrième semaine suivant la fabrication du béton, ce qui est compatible avec la validation des résistances mécaniques en compression à 28 jours. Elle est également menée dans le respect du fascicule n° 65 mais comprend des mesures de la porosité accessible à l'eau et de la résistivité du béton durci. À cet effet sont réalisées trois éprouvettes supplémentaires 11 x 22 cm dans lesquelles sont découpées deux tranches de 5 et 10 cm d'épaisseur qui servent respectivement aux mesures de résistivité et porosité accessible à l'eau.

L'épreuve de convenue est reconnue probante si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

- la porosité accessible à l'eau  $P_{eau}$  est conforme à celle mesurée lors des études des bétons, c'est-à-dire :  $P_{eau} (convenue) 28j < 1,1. P_{eau} (étude) 28j$  ;
- la résistivité électrique  $\rho$  est conforme à celle mesurée lors des études des bétons, c'est-à-dire :  $\rho (convenue) 28 j > 0,8.\rho (étude) 28 j$ .

## Épreuves de contrôle

En cours de chantier, les contrôles de conformité prévus à l'article 86.1 du fascicule n° 65 du CCTG sont complétés par des mesures des indicateurs de durabilité spécifiés selon les fréquences prévues au marché. Le béton est déclaré conforme si les conditions suivantes sont vérifiées :

- à 28 jours :
  - résistivité électrique ( $\rho$ ) :  $\rho (contrôle) 28 j > 0,8.\rho (étude) 28 j$  ;
  - porosité accessible à l'eau ( $P_{eau}$ ) :  $P_{eau} (contrôle) 28 j < 1,1.P_{eau} (étude) 28 j$  ;
- à 90 jours :
  - porosité accessible à l'eau :  $P_{eau} (contrôle) 90 j < P_{eau} (spécifiée au marché) 90 j$  ;
  - perméabilité au gaz :  $K_{gaz} (contrôle) 90 j < K_{gaz} (spécifiée au marché) 90 j$  ;
  - coefficient de diffusion apparente des chlorures :  $D_{app} (contrôle) 90 j < D_{app} (spécifiée au marché) 90 j$ .

Dans le cas où l'une des conditions précédentes ne serait pas satisfaite, l'entrepreneur doit procéder à des investigations complémentaires.

Vis-à-vis du gel et du sel, à défaut d'indicateurs de durabilité, les paramètres à mesurer sont à choisir parmi les suivants :

- facteur d'espacement du réseau de bulles d'air  $L_{bar}$  ;
- teneur en air occlus  $t_{air}$  sur béton frais ;
- écaillage  $E_c$  (mesure de la masse écaillée sous cycle agressif) ;
- essai de performance vis-à-vis du gel interne  $\Delta\varepsilon$ , mesure de l'allongement en liaison avec la mesure des fréquences de résonance  $f^2/f_0^2$ .

Le guide « Recommandations pour la durabilité des bétons durcis soumis au gel », édité par le LCPC en

décembre 2003, précise les niveaux des seuils de ces indicateurs pour les différents types de bétons depuis les études de formulation jusqu'à la mise en œuvre.

# 2 - Charpente métallique des bipoutres mixtes

## 2.1 - Semelles des poutres principales

### 2.1.1 - Matériau

Les semelles des poutres principales sont le plus souvent des tôles en acier S355N, M, NL ou ML au sens des normes NF EN 10025. Des tôles en S460 sont aussi parfois utilisées.

### 2.1.2 - Géométrie générale

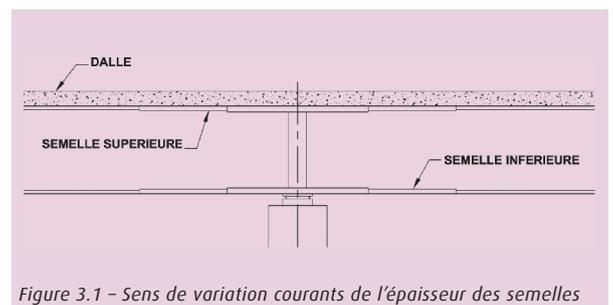
Les semelles sont rectilignes en plan sur un ouvrage droit et courbes en plan sur un ouvrage courbe. Dans le sens transversal, elles sont horizontales.

### 2.1.3 - Géométrie de détail

On trouvera au chapitre 2 des indications sur les largeurs de semelles à retenir en fonction de la largeur et des portées de l'ouvrage. Ces largeurs sont presque toujours constantes longitudinalement, en haut, pour faciliter le coffrage de la dalle et, en bas, le cas échéant, pour faciliter le guidage latéral de la charpente pendant son lancement.

L'épaisseur des semelles varie selon les sections du tablier. L'épaisseur minimale est voisine de 25 mm. L'épaisseur maximale est déterminée par le calcul mais dépasse rarement 150 mm pour les aciers de type S355 et 100 mm pour les aciers de limite élastique supérieure.

Dans le cas courant, les variations d'épaisseur des semelles se font vers l'âme, pour faciliter, en haut, l'exécution de la dalle et, en bas, le lancement de la charpente (cf. figure 3.1). Pour des ouvrages posés à la grue, la variation d'épaisseur de la semelle inférieure peut cependant s'effectuer vers le bas, ce qui simplifie un peu la découpe de l'âme, puis la soudure de la semelle inférieure.



Au droit des changements d'épaisseur des semelles, des variations brutales d'épaisseur peuvent induire des flexions parasites et des concentrations de contraintes nuisibles au bon comportement mécanique de l'ouvrage et donc à sa durabilité. Pour les semelles inférieures, il est fortement souhaitable de limiter la variation d'épaisseur des tôles à + 50 % et - 33 %. Pour les semelles supérieures, tenues par la dalle, ces dispositions peuvent être assouplies à condition de disposer d'un ferrailage passif suffisant et de maîtriser la fissuration. Toutes les variations d'épaisseur doivent être accompagnées d'un débardage effectué selon les modalités de la figure 3.2, la pente maximale du raccordement étant fixée à 1/4 par la norme NF EN 1090-2.

Le nombre de changements d'épaisseur de semelles doit être choisi avec soin. Un nombre trop faible peut conduire à une consommation excessive d'acier et à des variations trop brutales d'épaisseur. Un nombre trop élevé conduira à un coût d'assemblage important.

La figure 3.3 donne des orientations sur le nombre souhaitable de changements d'épaisseur dans la travée centrale d'un ouvrage de hauteur constante comportant au moins trois travées, en fonction de sa portée maximale.

Pour une travée isostatique de hauteur constante, deux à trois changements d'épaisseur sont à envisager en fonction de la portée, l'épaisseur maximale étant atteinte au milieu de la travée.

### 2.1.4 - Semelles d'épaisseur continûment variable

Sur certains ouvrages, des semelles d'épaisseur continûment variable ont été mises en œuvre mais cette disposition, par ailleurs excellente pour prévenir la fatigue, reste d'utilisation marginale pour les raisons suivantes :

- coût de fourniture plus élevé ;
- tôles non réutilisables en cas de modification de la répartition des matières.

### 2.1.5 - Semelles additionnelles

Lorsque le calcul conduit à retenir des épaisseurs supérieures au maximum admis et qu'on ne peut ni augmenter la hauteur des poutres, ni élargir les semelles, ni augmenter la limite élastique, on peut être amené à utiliser des tôles additionnelles, c'est-à-dire des semelles secondaires soudées sur les semelles des poutres principales.

L'utilisation de semelles additionnelles, qui doit rester exceptionnelle, nécessite le respect de certaines précautions importantes qui visent pour la plupart à limiter les risques de fatigue des assemblages entre les deux semelles et les contraintes résiduelles dues au retrait des soudures.

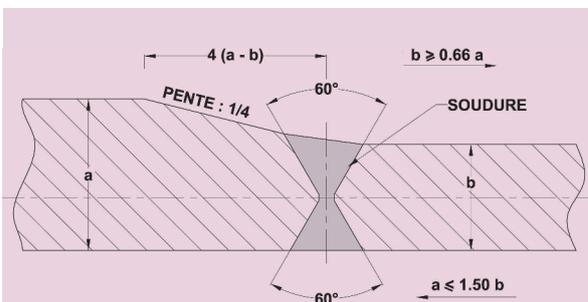


Figure 3.2 - Détail des variations d'épaisseur des semelles

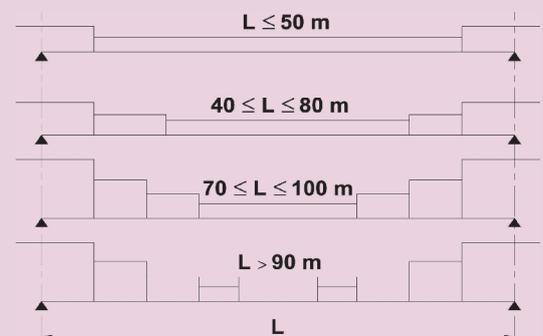


Figure 3.3 - Nombre indicatif de changements d'épaisseur des semelles dans une travée intermédiaire d'un tablier de hauteur constante

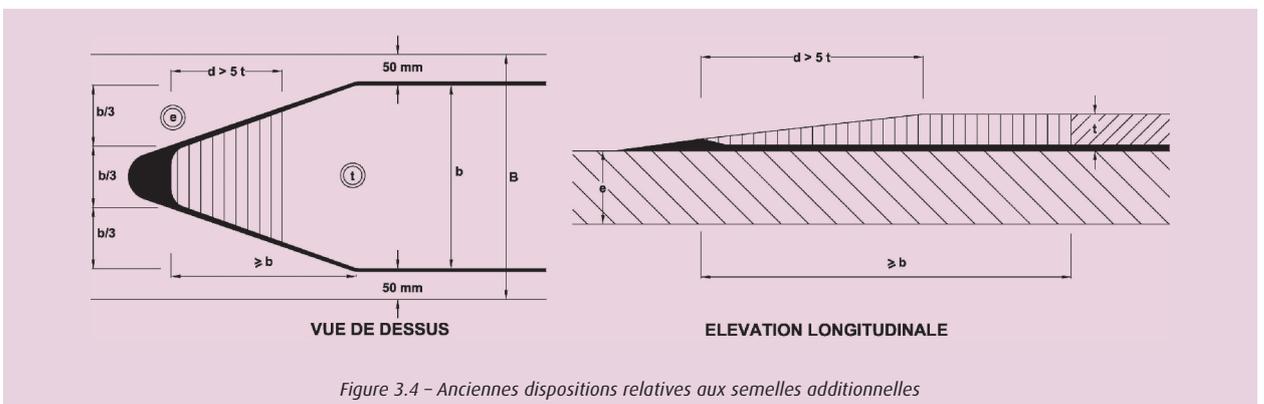


Figure 3.4 - Anciennes dispositions relatives aux semelles additionnelles

La figure 3.4 illustre la majorité des recommandations mises en œuvre sur les ouvrages construits avec les anciens règlements français. On note que les semelles additionnelles sont :

- moins larges de 100 mm que les semelles principales et centrées sur ces dernières ;
- d'une épaisseur minimale égale au maximum de 20 mm et du tiers de celle des semelles principales ;
- sans joint intermédiaire ;
- délardées à leurs deux extrémités, c'est-à-dire présentant une épaisseur diminuant progressivement sur une longueur au moins égale à cinq fois leur épaisseur ;
- découpées en V à leurs deux extrémités, sur une longueur au moins égale à leur largeur.

La figure 3.5 présente les dispositions préconisées par l'Eurocode 3.

### 2.1.6 - Justifications par le calcul

La justification des semelles des poutres principales doit être menée conformément aux indications des normes NF EN 1993-1-1, NF EN 1993-1-5, NF EN 1993-2 et NF EN 1994-2 et de leurs annexes nationales. Elle est commentée et illustrée dans les paragraphes 8, 9.1, 10.1 et 10.2 de la partie II du guide d'application des Eurocodes 3 et 4 du Sétra.

## 2.2 - Âmes des poutres principales

### 2.2.1 - Matériau

Les âmes et leur habillage (montants d'entretoises, montants de pièces de pont, raidisseurs verticaux ou longitudinaux, etc.) sont le plus souvent des tôles en acier S355K2+N au sens des normes NF EN 10025.

Pour des hauteurs n'excédant pas 4,50 m, ce qui correspond à la très grande majorité des ouvrages, l'âme est découpée dans une tôle unique. Pour des hauteurs supérieures, l'âme doit être reconstituée à partir de deux tôles soudées longitudinalement, comme cela a été le cas sur le pont de Jassans (hauteur maximale sur pile de 5 m).

### 2.2.2 - Géométrie générale

Les âmes d'un pont rectiligne sont des tôles planes. Si le tablier est courbe en plan, les âmes sont courbées par pointage au moment du soudage sur les semelles.

Les âmes sont découpées en tenant compte du profil en long de l'ouvrage, des contre-flèches à mettre en œuvre et, en général, des variations d'épaisseur des semelles.

### 2.2.3 - Géométrie de détail

L'épaisseur des âmes varie selon les sections du tablier. L'épaisseur minimale recommandée est de 14 à 16 mm, cette valeur limitant à un niveau esthétiquement acceptable les déformations dues aux soudures des poutres transversales et des raidisseurs. L'épaisseur maximale est déterminée par le calcul mais dépasse rarement 30 à 35 mm.

Les variations d'épaisseur des âmes sont beaucoup plus limitées que celles des semelles puisqu'elles sont comprises en général entre 2 et 5 mm. Lorsqu'elles sont inférieures à 4 mm, on peut se passer de délardage, la soudure assurant une transition acceptable. Lorsque les variations sont supérieures à 5 mm, un délardage avec une pente de 1 pour 4 est souhaitable. Les variations d'épaisseur s'effectuent en général symétriquement, de part et d'autre du plan moyen de l'âme.

### 2.2.4 - Justifications par le calcul

La justification des âmes des poutres principales doit être menée conformément aux indications des normes NF EN 1993-1-1, NF EN 1993-1-5, NF EN 1994-2 et de leurs annexes nationales. Elle est commentée et illustrée dans les paragraphes 8.2 et 10.3 de la partie II du guide d'application des Eurocodes 3 et 4 du Sétra.

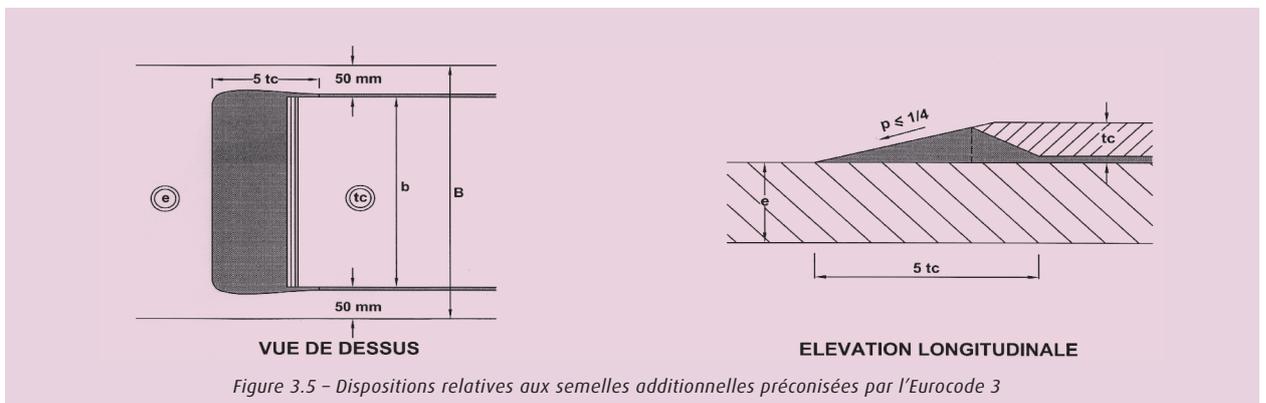


Figure 3.5 - Dispositions relatives aux semelles additionnelles préconisées par l'Eurocode 3

## 2.3 - Entretoises

### 2.3.1 - Matériau

Les entretoises courantes sont le plus souvent des profilés du commerce en acier S355K2+N. Conformément à l'article 4 du fascicule 4 titre III du CCTG, ces derniers doivent être titulaires de la marque NF-Acier, comme toutes les tôles nécessaires à la charpente. Les profilés du commerce pouvant présenter des tolérances de laminage importantes, il est souhaitable, pour le soudage des mouchoirs (cf. paragraphe 2.3.10 « Mouchoirs et goussets » ci-après) que tous les profilés proviennent du même lot de laminage. Les entretoises courantes sont parfois aussi constituées de PRS, par exemple lorsque les profilés standards prévus au projet ne sont pas disponibles rapidement.

Les entretoises sur appuis, de plus grandes dimensions, sont presque toujours des profilés reconstitués soudés en acier S355K2+N.

### 2.3.2 - Entretoises courantes

Les entretoises courantes des bipoutres sont en général des profilés de type IPE ou HEA, de 400 à 700 mm de hauteur selon la hauteur et l'entraxe des poutres principales.

### 2.3.3 - Entretoisement dans les zones sur piles

Les entretoises sur piles sont beaucoup plus sollicitées que les entretoises courantes. Elles doivent en effet reprendre les effets du vent sur le tablier, empêcher le déversement des semelles inférieures fortement comprimées par la flexion longitudinale et reprendre les efforts induits par les opérations de vérinage, lorsque les emplacements correspondants ne sont pas situés sous les poutres principales.

De ce fait, les entretoises sur piles sont le plus souvent des PRS de hauteur comprise entre 600 et 1 600 mm, selon la portée de l'ouvrage (cf. cas n° 1 de la figure 3.6).

Une solution alternative consiste à prévoir au droit des piles des pièces de pont sans console (voir paragraphe 2.4 « Pièces de pont » ci-après). Cette solution est intéressante sur un ouvrage situé en zone fortement sismique ou dans le cas où les dimensions en plan des piles ne permettent

pas de vériner sous les poutres principales. Toutefois, elle gêne la progression des équipages mobiles très souvent utilisés pour construire la dalle (cf. cas n° 2 de la figure 3.6). Elle est donc peu utilisée.

Par ailleurs, les conditions assez sévères de non-déversement des poutres introduites par l'Eurocode 3 peuvent conduire à renforcer les entretoises courantes encadrant les entretoises sur piles. Ce renfort peut être obtenu soit en réduisant l'entraxe des entretoises à l'approche des piles, soit en les rigidifiant. Il est également possible de renforcer l'entretoisement en abaissant le profilé courant et en le complétant par deux diagonales fixées, en bas, à sa semelle supérieure et, en haut, aux semelles supérieures des poutres principales. Cette dernière solution, présentée dans le paragraphe 8.6.7 de la partie II du guide d'application des Eurocodes 3 et 4 du Sétra (cf. figure 3.7), présente toutefois, en l'état, l'inconvénient de gêner la progression des plateaux coffrants des équipages mobiles.

### 2.3.4 - Entraxe

En général, les entretoises sont disposées selon un entraxe constant par travée compris entre 6 et 8 m au maximum. Dans certains cas, comme indiqué précédemment, il peut toutefois être nécessaire de diminuer cet entraxe à l'approche d'une pile, pour empêcher le flambement latéral des semelles inférieures comprimées des poutres principales dans les zones de moments négatifs élevés. On notera qu'une diminution localisée de l'entraxe courant des entretoises ne complexifie pas l'exécution de la dalle.

### 2.3.5 - Géométrie en élévation

En élévation, les entretoises courantes peuvent être disposées soit verticalement, soit de manière rayonnante, c'est-à-dire en étant partout perpendiculaires au profil en long. Les entretoises sur appuis doivent, quant à elles, être disposées verticalement.

### 2.3.6 - Géométrie en plan

En plan, les entretoises courantes sont perpendiculaires aux âmes sur un ouvrage droit et rayonnantes sur un ouvrage courbe.

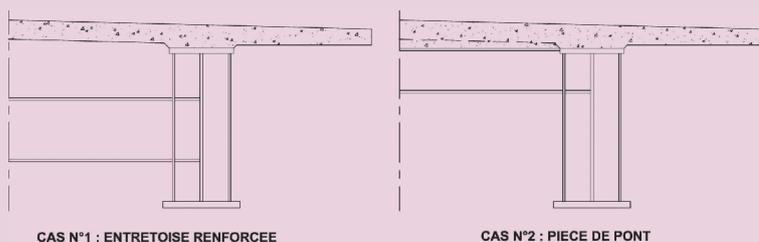


Figure 3.6 - Différents types possibles d'entretoises sur piles

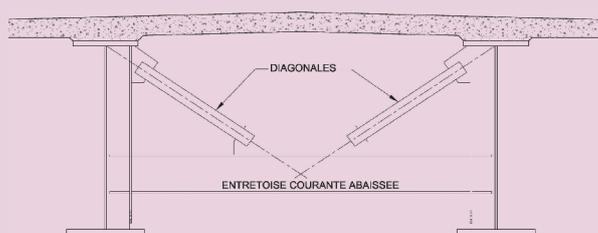


Figure 3.7 - Entretoise courante abaissée et renforcée par deux diagonales

Sur les ouvrages présentant un biais modéré supérieur à 70 grades, toutes les entretoises sont disposées selon le biais (cf. cas n° 1 de la figure 3.8).

Sur les ouvrages présentant un biais important inférieur à 70 grades, une étude particulière doit être menée. En effet, la solution décrite ci-dessus conduit à des entretoises longues, donc très souples, et à des assemblages assez complexes. Une solution consiste à opter pour une ossature transversale composée d'entretoises courantes droites et d'entretoises sur appuis biaises (cf. cas n° 2 de la figure 3.8), d'autres solutions étant envisageables pour les entretoises sur appuis.

Dans ce dernier cas, si la charpente est mise en place par lançage, il est impératif de s'assurer de la résistance des entretoises courantes pendant cette étape. En effet, pendant le lançage, du fait du biais, les deux sections de poutres auxquelles est soudée une entretoise courante peuvent présenter des flèches verticales sensiblement différentes, ce qui peut générer un moment important dans l'entretoise. En service, la problématique est identique.

Enfin, lorsque le biais est prononcé, il est nécessaire de prendre en compte les contre-flèches des poutres principales dans la découpe des entretoises pour assurer la verticalité des âmes en service.

### 2.3.7 - Géométrie transversale

En coupe transversale, sur des ouvrages avec profil en toit, les entretoises sont horizontales par raison de symétrie. Sur un ouvrage avec dévers unique, elles sont également le plus souvent horizontales car cette disposition conduit aux assemblages les plus simples à exécuter (cf. cas n° 1 de la figure 3.9). Toutefois, sur les tabliers de faible hauteur ou supportant une chaussée très déversée, les entretoises sont parfois placées

parallèlement au dévers (cf. cas n° 2 de la figure 3.9) pour libérer au-dessus d'elles l'espace nécessaire :

- à leur remise en peinture (une hauteur sensiblement égale à la largeur de la semelle de l'entretoise, soit environ 30 cm, est en général considérée comme indispensable aux travaux de peinture) ;
- si la dalle est construite avec des équipages mobiles, au passage du plateau coffrant central, dont l'encombrement peut être estimé à environ 50 cm (cf. chapitre 5).

### 2.3.8 - Positionnement vertical

De manière générale, on obtient la rigidité maximale de l'entretoisement lorsque les entretoises sont disposées à mi-hauteur, voire légèrement en dessous.

Pour des ouvrages de portée inférieure à une quarantaine de mètres, en général de hauteur constante, les entretoises sont toutes placées à la même hauteur par rapport aux poutres, de façon à dégager l'espace nécessaire au déplacement de l'équipage mobile.

Sur les ouvrages de hauteur variable, les entretoises courantes doivent être placées de plus en plus bas au fur et à mesure qu'on se rapproche des zones de grande hauteur, pour s'opposer efficacement au déversement des semelles inférieures des poutres principales.

### 2.3.9 - Montants de liaison entre poutres principales et entretoises

La liaison entre les entretoises courantes et les poutres principales s'effectue par le biais de profilés en té appelés « montants d'entretoises » et soudés sur les âmes (cf. figure 3.10, page suivante). Ces profilés sont le plus souvent des PRS mais des demi-profilés du commerce sont parfois utilisés sur des ouvrages de taille modeste.

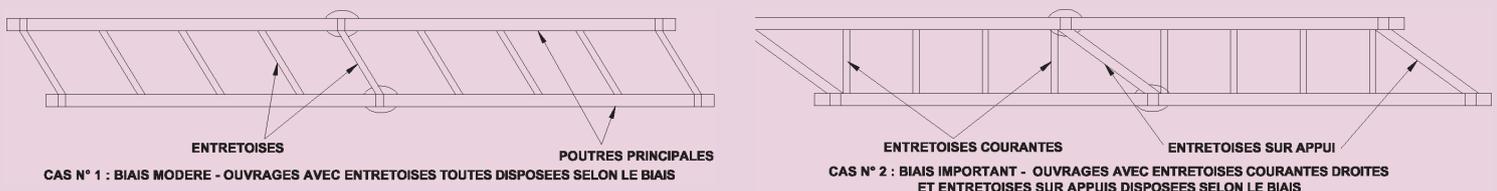


Figure 3.8 - Principe de disposition des entretoises sur les tabliers bipoutres biais (modéré et important)

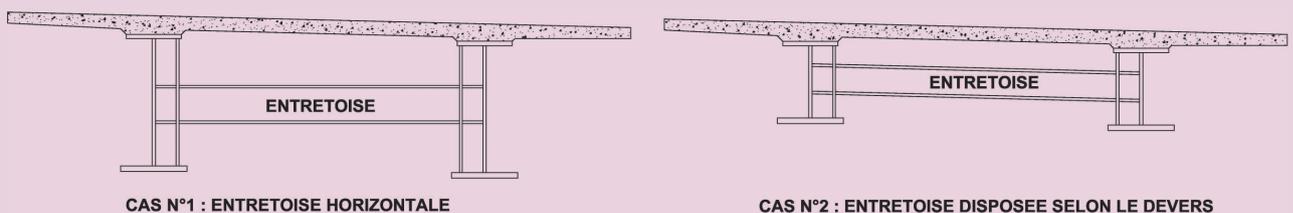


Figure 3.9 - Orientation transversale des entretoises sur un ouvrage monodévers

Ces montants sont soudés sur les âmes selon les modalités de la figure 3.10. En haut, la semelle du montant doit être soudée sur la semelle supérieure des poutres principales pour assurer la résistance de cette pièce aux efforts de flexion transversale. En bas, au contraire, la semelle du montant d'entretoise ne doit pas être soudée sur la semelle inférieure de la poutre principale mais doit être arrêtée progressivement pour limiter les risques de fatigue. La figure 3.10 représente la découpe en V de la semelle utilisée lorsque les montants sont des PRS. Lorsque ces derniers sont au contraire issus de profilés du commerce, on réduit progressivement l'épaisseur de la semelle, puis la largeur de l'âme.

Afin de permettre la circulation de nacelles de chantier sur la semelle inférieure des poutres principales, il est fortement recommandé de positionner la semelle des montants d'entretoise au minimum à 100 mm du bord de la semelle inférieure des poutres principales (cf. figure 3.11).

La liaison entre les entretoises sur appuis et les poutres principales s'effectue également par le biais de montants d'entretoises mais dans ce cas, la semelle des montants est soudée en bas sur la semelle inférieure des poutres principales. En effet, sur appuis, il faut assurer une bonne transmission des efforts entre le tablier et les appareils d'appui et les sollicitations de fatigue sont plus faibles.

Lorsque les semelles inférieures des poutres principales présentent une pente longitudinale importante, soit du fait du profil en long, soit parce que le tablier est de hauteur variable, il est recommandé de pratiquer une découpe de type quart-de-rond à la base de l'âme des montants d'entretoises, du côté où celle-ci est soudée sur l'âme de la poutre principale. Cette lunule évite en effet la stagnation des eaux pluviales en amont des montants et l'accumulation de saletés.

### 2.3.10 - Mouchoirs et goussets

La transmission des efforts entre les semelles des entretoises et les poutres principales s'effectue le plus souvent par des mouchoirs prévus dans la continuité des semelles des entretoises.

Pour un bipoutre à entretoises, ces mouchoirs peuvent être triangulaires ou rectangulaires.

Les mouchoirs triangulaires sont soudés uniquement sur deux côtés (l'âme et la semelle du montant d'entretoise, cf. cas n° 1 de la figure 3.12), ce qui limite le bridage de l'assemblage. Ils ne sont utilisés que lorsqu'aucune barre ne doit être fixée sur le mouchoir et que la longueur du cordon de soudure est suffisante pour transférer l'effort amené par la semelle de l'entretoise.

Les mouchoirs rectangulaires sont soudés sur leurs trois côtés (cf. cas n° 2 de la figure 3.12), lorsque le mouchoir sert à la fixation des barres du contreventement provisoire.

Dans le cas très fréquent d'entretoises en profilés du commerce, les tolérances géométriques sur l'entraxe des semelles de ces profilés étant importantes, il convient d'adopter des mouchoirs plus épais que les semelles des entretoises et, si possible, de les positionner en fonction de l'entraxe réel entre ces dernières.

Dans le cas d'un bipoutre, des goussets triangulaires verticaux peuvent constituer une alternative à ces mouchoirs horizontaux (cf. figure 3.13). Cette disposition est un peu meilleure sur le plan mécanique et s'affranchit des problèmes de tolérance que nous venons d'évoquer. Elle présente cependant des inconvénients :

- les goussets – soudés en usine sur les entretoises – gênent les manutentions et le stockage de celles-ci ;
- le linéaire de soudure sur chantier est un peu plus important qu'avec des mouchoirs horizontaux ;

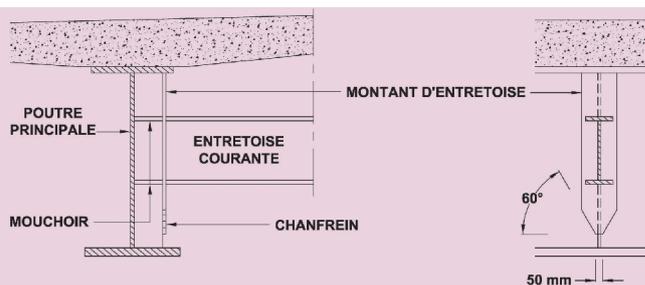


Figure 3.10 - Liaison entretoises courantes/poutres

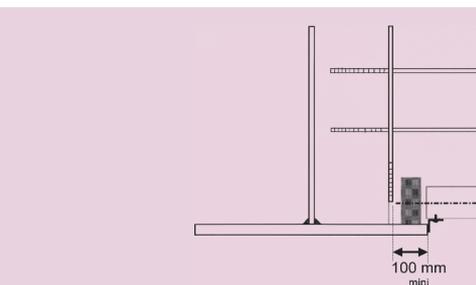


Figure 3.11 - Encombrement maximal des montants d'entretoise

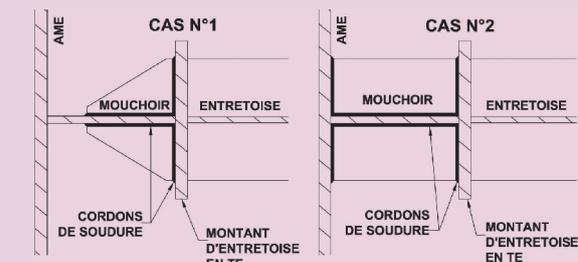


Figure 3.12 - Mouchoirs d'entretoises horizontaux

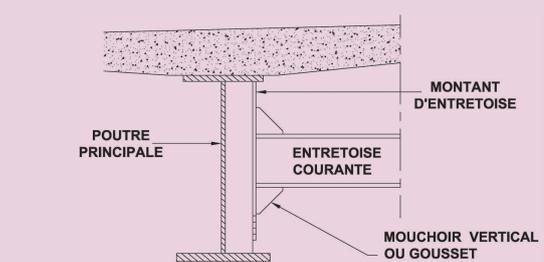


Figure 3.13 - Goussets d'entretoises

- la fixation du contreventement provisoire sur les mouchoirs n'est plus possible ;
- enfin, lorsque la hauteur des poutres principales est faible et que la dalle est construite avec des équipages mobiles, les goussets supérieurs peuvent gêner le déplacement du plateau coffrant central de ces outils.

Dans le cas d'ouvrages comportant plus de deux poutres, les mouchoirs soudés sur les montants d'entretoises des poutres intermédiaires doivent être rectangulaires et soudés sur leurs trois côtés, pour assurer une bonne transmission des efforts entre les semelles des différentes entretoises.

### 2.3.11 - Cas particuliers des montants et mouchoirs des entretoises biaisés

Lorsque les entretoises courantes sont placées suivant le biais et que ce dernier est modéré, on peut opter pour des montants conçus selon le cas n° 1 de la figure 3.14.

Lorsque le biais est important, le soudeur, puis le peintre risquent de rencontrer des difficultés pour accomplir leur tâche du côté de l'angle le plus faible. Dans ce cas, il est préférable d'opter pour des montants conçus selon le cas n° 2 de cette même figure. Ce cas est plus coûteux dans la mesure où il nécessite des soudures biaisées plus nombreuses que le cas n° 1 et des découpes biaisées des entretoises, mais dégage un espace de travail plus important.

### 2.3.12 - Justifications par le calcul

La justification des entretoises doit être menée conformément aux indications de la norme NF EN 1993-2 et de son annexe nationale. Une partie des calculs à mener est présentée et illustrée dans le paragraphe 8.6 de la partie II du guide d'application des Eurocodes 3 et 4 du Sétra.

## 2.4 - Pièces de pont

### 2.4.1 - Matériau

Les pièces de pont sont le plus souvent des profilés reconstitués soudés en acier S355K2+N au sens des normes NF EN 10025.

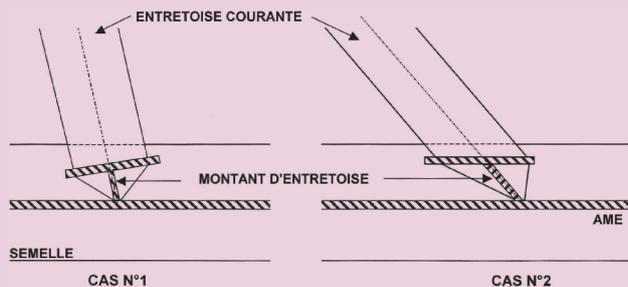


Figure 3.14 – Montants d'entretoises courantes disposées selon le biais

### 2.4.2 - Entraxe

Si la dalle de l'ouvrage doit être construite avec des équipages mobiles, les pièces de pont doivent être disposées selon un entraxe constant, quitte à déplacer très légèrement certains appuis. Cet entraxe est souvent pris égal à 4 m mais peut être compris entre 3,50 et 4,50 m.

Si la dalle de l'ouvrage est construite avec des prédalles ou des éléments préfabriqués, un entraxe constant reste recommandé, mais adopter deux entraxes légèrement différents (par exemple, un premier pour les travées courantes et un second pour les travées de rive) ne pose pas de problème technique majeur.

### 2.4.3 - Géométrie en plan et en élévation

En élévation, les pièces de pont doivent être disposées de préférence dans des plans perpendiculaires au profil en long, pour faciliter le soudage de leurs semelles supérieures sur celles des poutres principales.

En plan, les pièces de pont sont perpendiculaires aux poutres sur un ouvrage droit et rayonnantes sur un ouvrage courbe.

Pour les ouvrages biaisés, on peut retenir des dispositions identiques à celles recommandées pour les ouvrages à entretoises. Pour les ouvrages très biaisés, la combinaison de pièces de pont biaisées et droites conduit à des plots de dalle voisins des appuis de forme complexe, qui rendent peu économique l'utilisation d'équipages mobiles (cf. chapitre 5).

### 2.4.4 - Géométrie transversale

Si le tablier est déversé d'un seul côté, les pièces de pont sont, en coupe transversale, parallèles au dévers (cf. cas n° 1 de la figure 3.15).

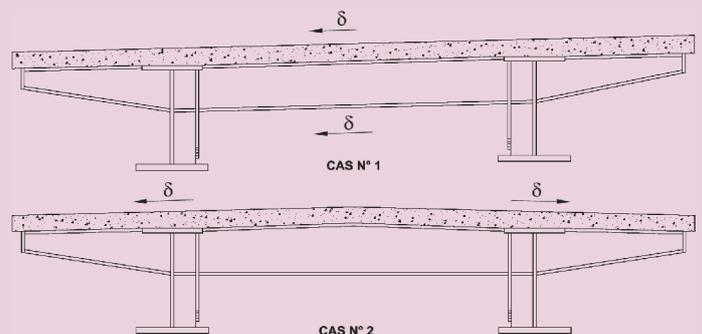


Figure 3.15 – Influence du dévers sur la forme des pièces de pont.

Si le tablier présente un profil en toit, les pièces de pont sont le plus souvent sensiblement horizontales, avec une partie centrale de hauteur variable (cf. cas n° 2 de la figure 3.15). On rencontre toutefois quelques ouvrages dont la partie centrale des pièces de pont est de hauteur constante, ce qui nécessite, au droit de chaque pièce de pont, un renformis en béton de hauteur variable souvent fastidieux à ferrailer et à coffrer.

#### 2.4.5 - Consoles de pièces de pont

La très grande majorité des ouvrages à pièces de pont comporte aujourd'hui des consoles.

La figure 3.16 présente différents types de consoles, de longueur égale, inférieure ou supérieure à celle des parties en encorbellement de la dalle.

Le cas n° 1 est le plus fréquent. Les consoles ont la même longueur que les parties de dalle en encorbellement.

Le cas n° 2 est aussi assez fréquent. Les consoles ont une longueur légèrement inférieure à celle des encorbellements, ce qui facilite leur remise en peinture et permet de ne pas interrompre les larmiers qui protègent la sous-face de la dalle. Dans le cas où les consoles ne règnent pas sous les longrines des dispositifs de retenue, cette disposition permet aussi de ne pas encombrer les zones latérales de la dalle – au demeurant déjà fortement ferrillées – par les goujons des consoles.

Le cas n° 3, assez rare, comporte des consoles significativement plus courtes que les encorbellements. Utilisée le plus souvent pour permettre l'implantation, au plus près de la dalle, d'un réseau (ici les collecteurs d'eaux pluviales), cette disposition complexifie le ferrailage et le coffrage de la dalle.

Le cas n° 4, également assez rare, prévoit des consoles plus longues que les encorbellements de la dalle, en général pour permettre la fixation d'équipements particuliers tels que candélabres, écrans antibruit ou encore caniveaux. Cette disposition, qui peut être prévue pour ne pas avoir à élargir la dalle sur toute sa longueur ou pour des raisons architecturales, comporte des parties non protégées de la pluie, ce qui nécessite une protection anticorrosion particulièrement soignée.

On notera par ailleurs que la figure 3.16 ne prévoit jamais de longeron au niveau de l'extrémité libre des consoles. Cette disposition, qui nécessite de nombreuses soudures sur chantier, est en effet aujourd'hui quasiment abandonnée.

#### 2.4.6 - Géométrie de détail

Entre les âmes, la hauteur des pièces de pont courantes est sensiblement égale au  $1/11^e$  de l'entraxe des poutres principales. Dans les consoles, cette hauteur est en général variable linéairement entre la hauteur de la zone

centrale et une valeur minimale généralement voisine de 300 mm. La largeur des semelles peut également varier dans les consoles.

Les pièces de pont sont constituées de tôles dont l'épaisseur est de l'ordre de 12 mm pour les âmes et 20 à 25 mm pour les semelles, ces épaisseurs étant généralement constantes sur toute la longueur des pièces de pont.

Il est recommandé de prévoir une platine rectangulaire verticale à l'extrémité de chaque console. Cette dernière présente plusieurs avantages. Elle constitue un encastrement en torsion qui limite le risque de flambement latéral de la semelle inférieure de la console, toujours comprimée. Si la dalle est construite avec des équipages mobiles, elle facilite la fixation de leurs parties latérales. Enfin, si l'ouvrage comporte des corniches caniveaux métalliques, cette platine peut faciliter la fixation et la stabilisation de ces équipements.

#### 2.4.7 - Pièces de pont sur piles

Pour des ouvrages de portées modestes, les pièces de pont sur piles peuvent présenter une hauteur identique aux pièces de pont courantes mais utiliser des semelles de dimensions plus importantes.

Pour des ouvrages de plus grandes portées, les pièces de pont sur appuis présentent généralement une partie centrale de hauteur supérieure aux pièces de pont courantes et des consoles identiques aux consoles des pièces de pont courantes (cf. figure 3.17).

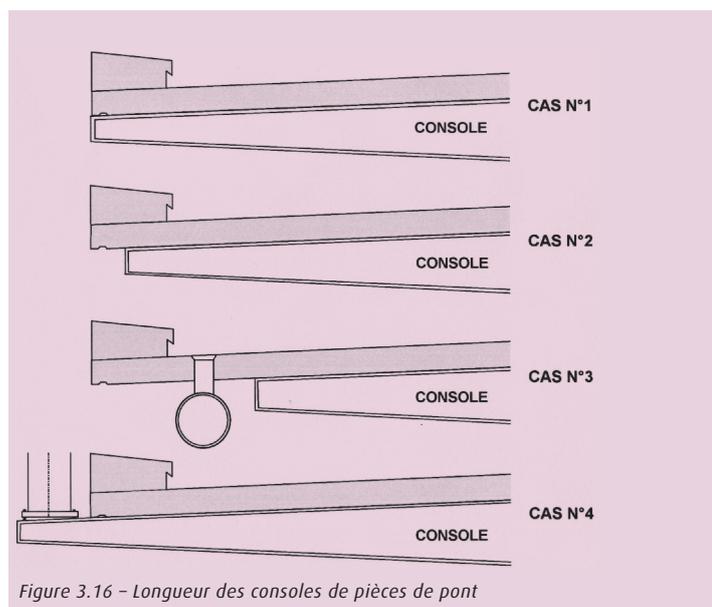


Figure 3.16 - Longueur des consoles de pièces de pont

### 2.4.8 - Pièces de pont encadrant les pièces de pont sur piles

Pour des ouvrages de grandes portées, la grande hauteur des poutres et les conditions de non-déversement des poutres introduites par l'Eurocode 3 peuvent conduire à renforcer les pièces de pont encadrant les pièces de pont sur piles. Il faut donc prévoir, près des appuis intermédiaires, soit des pièces de pont de grande hauteur, soit des entretoises complémentaires placées en bas des poutres (cf. cas n° 1 de la figure 3.18), soit des pièces de pont courantes renforcées par des goussets (cf. cas n° 2 de la figure 3.18).

### 2.4.9 - Liaison avec les poutres principales

Lorsque les poutres sont sensiblement plus hautes que les pièces de pont, la liaison entre les deux familles de poutres (cf. figure 3.19) est assez similaire à celle prévue entre les entretoises et les poutres principales. La semelle supérieure des pièces de pont est toutefois directement soudée sur les semelles supérieures des poutres. Par ailleurs, les mouchoirs sont obligatoirement rectangulaires pour assurer une bonne transmission des efforts entre la semelle inférieure des consoles et la semelle inférieure de la partie centrale des pièces de pont.

Lorsque les pièces de pont ont la même hauteur que les poutres principales, la semelle inférieure est directement soudée sur les semelles inférieures des poutres. On peut alors se passer de semelle de montant (cf. figure 3.20), sauf si les opérations de vérinage l'imposent.

Quel que soit le cas de figure, il est vivement recommandé de prévoir des soudures interpénétrées à la jonction pièce de pont/poutre principale. Ces soudures sont en effet délicates à examiner du fait de la présence de la dalle et leur rupture peut avoir des conséquences très graves.

Enfin, la réalisation de congés de raccordement circulaires entre la semelle supérieure des pièces de pont et la semelle supérieure des poutres principales permet d'améliorer la résistance de l'assemblage ainsi que sa tenue à la fatigue (cf. figure 3.21). Cette disposition contraignante et coûteuse n'est toutefois pas à requérir de manière systématique et peut être limitée aux seules zones déterminées par le calcul.

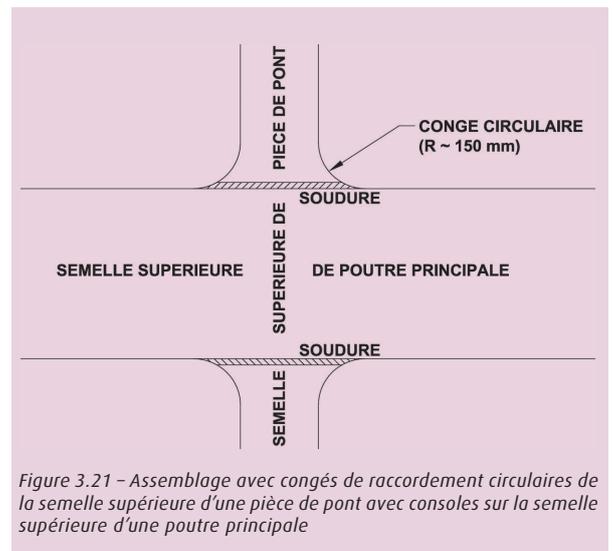


Figure 3.21 - Assemblage avec congés de raccordement circulaires de la semelle supérieure d'une pièce de pont avec consoles sur la semelle supérieure d'une poutre principale

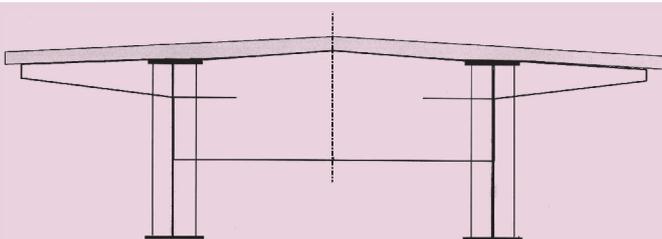


Figure 3.17 - Pièces de pont sur piles des ouvrages importants

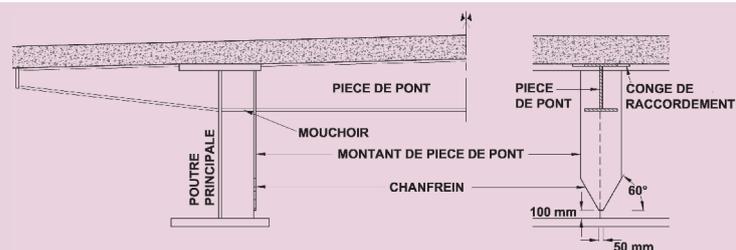


Figure 3.19 - Liaison poutres principales/pièces de pont (cas courant)

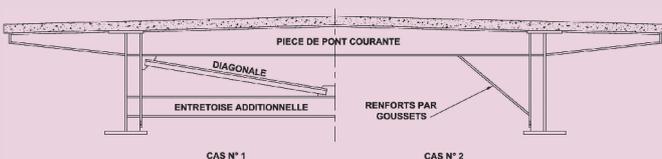


Figure 3.18 - Pièces de pont encadrant les pièces de pont sur piles

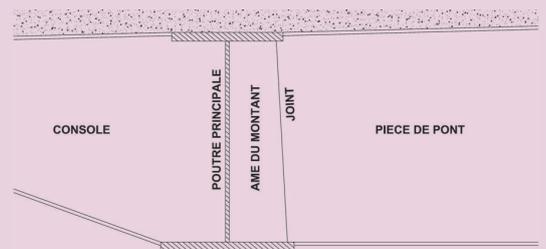


Figure 3.20 - Liaison poutres principales/pièces de pont (cas particulier)

### 2.4.10 - Justifications par le calcul

La justification des pièces de pont doit être menée comme celle des poutres principales de l'ouvrage, en considérant toutefois les sollicitations issues de la flexion transversale. Les consoles sont en général dimensionnantes.

## 2.5 - Raidisseurs secondaires

Dans un souci de simplification de la charpente, l'utilisation de raidisseurs secondaires ne doit pas être systématique et doit répondre à des problèmes d'instabilité clairement identifiés.

### 2.5.1 - Raidisseurs verticaux

Sur un ouvrage à pièces de pont, les seuls raidisseurs verticaux sont les montants des pièces de pont.

Sur un ouvrage à entretoises, il est parfois prévu des raidisseurs verticaux placés à mi-distance entre deux montants d'entretoises successifs. Ceux-ci sont alors soit des plats soudés sur trois côtés, soit des Tés soudés comme les montants d'entretoises courantes.

### 2.5.2 - Raidisseurs longitudinaux

Des raidisseurs longitudinaux sont souvent prévus sur les âmes, pour empêcher leur voilement en construction ou en service.

Ces éléments sont en général des plats soudés sensiblement au tiers inférieur de la hauteur de l'âme

près des piles. Ils ne sont pas soudés sur les montants d'entretoises ou de pièces de pont et sont chanfreinés à leurs extrémités (cf. figure 3.22). Leur épaisseur est en général égale à celle des panneaux d'âme qu'ils raidissent et leur largeur égale à dix à douze fois leur épaisseur.

L'opportunité de mettre des raidisseurs longitudinaux sur une poutre principale doit être examinée avec soin, le surcoût lié à leur mise en œuvre devant être compensé par une réduction de l'épaisseur de l'âme. Dans la pratique, ils sont surtout intéressants pour les ouvrages dont l'âme des poutres principales est très élancée, c'est-à-dire les ouvrages de grandes portées et les ouvrages étroits, ainsi que ceux utilisant un acier à haute limite élastique.

## 2.6 - Zones d'appui sur piles

### 2.6.1 - Position des emplacements de vérinage

Afin de pouvoir changer les appareils d'appui, on prévoit sous la charpente des emplacements de vérinage du tablier, généralement dans l'axe des âmes des poutres principales, de part et d'autre des appareils d'appui (cf. figure 3.23).

Une autre disposition consiste à prévoir ces emplacements entre les poutres, sous l'entretoise ou la pièce de pont sur pile (cf. figure 3.24, page suivante). Cette disposition, qui est à réserver aux ouvrages courants, nécessite souvent de renforcer ces pièces mais, en contrepartie, permet de projeter des piles un peu moins épaisses.

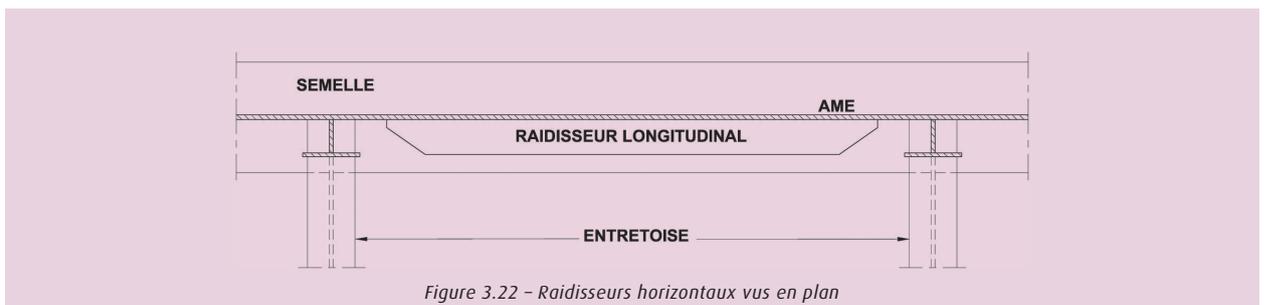


Figure 3.22 - Raidisseurs horizontaux vus en plan

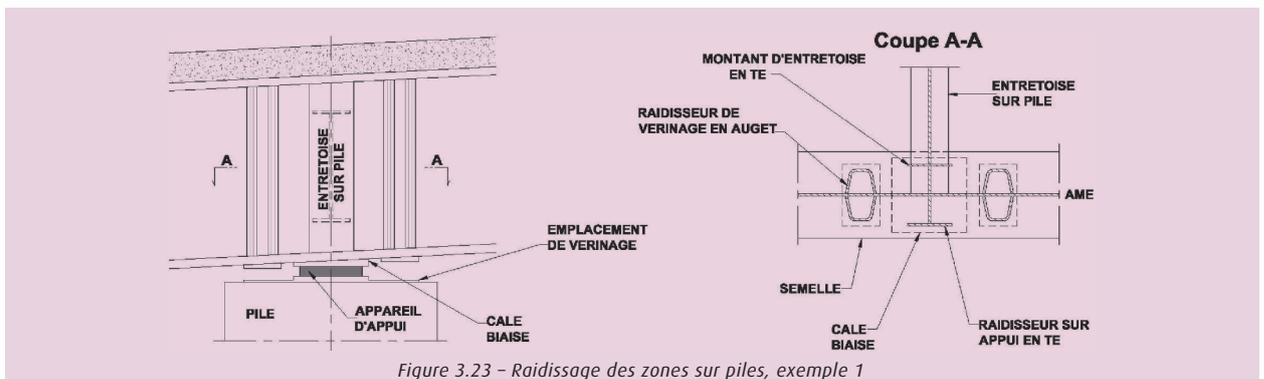


Figure 3.23 - Raidissage des zones sur piles, exemple 1

## 2.6.2 - Montants d'appui et de vérinage

Il convient de raidir les poutres principales au droit des appareils d'appui et, le cas échéant, des emplacements de vérinage.

Au droit des appareils d'appui, ce raidissage est effectué, côté intérieur, par le montant en té permettant la fixation de l'entretoise ou de la pièce de pont sur appui et, côté extérieur, par un profilé vertical supplémentaire. Ce dernier est le plus souvent un té mais on rencontre aussi quelques cas où, pour des raisons essentiellement esthétiques, ce montant est un auget.

Au droit des emplacements de vérinage, ce raidissage est effectué par des profilés verticaux symétriques, en auget, en té ou en simple plat, de dimensions plus modestes que les profilés raidissant l'âme au droit des appareils d'appui.

La figure 3.23 présente la zone sur pile d'un bipoutre à entretoises raidie par des tés au droit des appareils d'appui et dont les emplacements de vérinage, situés sous les âmes des poutres, sont raidis par des augets.

La figure 3.24 présente la zone sur pile d'un bipoutre à pièces de pont raidie par des tés au droit des appareils d'appui et dont les emplacements de vérinage, situés sous la pièce de pont sur pile, sont raidis par des plats.

Il arrive aussi qu'on prévoit des montants en té et qu'on complète ceux-ci par deux tôles latérales soudées reconstituant un profil fermé. Cette disposition évite les accumulations d'eaux pluviales et de saletés au pied des montants d'appui et confère aux montants une esthétique plus agréable. En contrepartie, elle complexifie fortement l'inspection des soudures verticales entre les tés d'appui et les âmes des poutres principales.

## 2.6.3 - Mouchoirs

Lorsque l'entretoise sur appuis est très sollicitée, ce qui est par exemple le cas lorsque les emplacements de vérinage définitifs sont situés sous cette pièce, il peut être nécessaire de prolonger les mouchoirs entre les âmes et les montants d'appui extérieurs. Dans ce cas, ces derniers sont obligatoirement des tés.

## 2.6.4 - Cales biaises

Les cales biaises sont des tôles rectangulaires d'épaisseur variable longitudinalement et parfois transversalement, soudées sous les semelles inférieures des poutres principales, au droit des appareils d'appui, et au droit des emplacements de vérinage (cf. figures 3.23 et 3.24). Malgré le profil en long de la route et les imperfections de la construction, leur sous-face doit être parfaitement horizontale car elle constitue la surface de contact avec les appareils d'appui et les vérins.

Les cales biaises sont en général obtenues par usinage/fraisage de tôles de même nuance et de même qualité que les semelles inférieures des poutres principales. Leur épaisseur minimale est de l'ordre de 20 mm mais si des appareils d'appui à pot doivent être boulonnés dans les cales, elle doit être telle qu'on dispose d'au moins 40 mm au droit des appareils d'appui. Leur épaisseur maximale est conditionnée par le profil en long de l'ouvrage et la longueur totale de la cale, mais aussi par les conditions de choix des aciers.

Lorsque les emplacements de vérinage se trouvent au droit des âmes des poutres principales et que le profil en long n'est pas trop marqué, on peut prévoir sous chaque poutre une seule grande cale biaise couvrant la zone de l'appareil d'appui et celles des emplacements de vérinage. Dans le cas contraire, il est prévu des cales indépendantes pour l'appareil d'appui et les zones de vérinage.

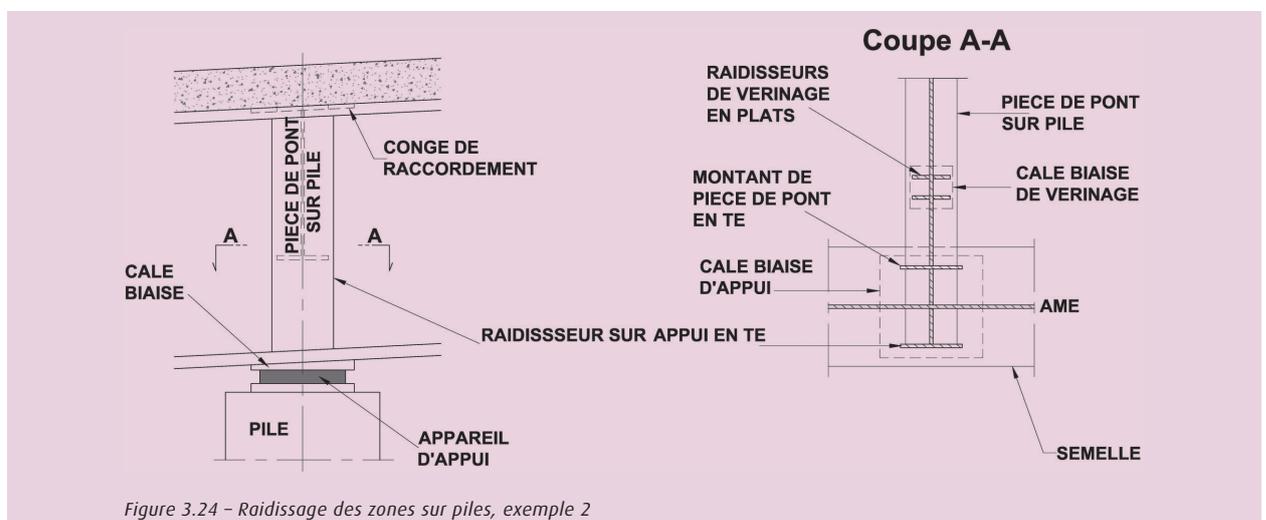


Figure 3.24 - Raidissage des zones sur piles, exemple 2

## 2.6.5 - Problèmes spécifiques aux ponts de hauteur variable

Sur les ponts de hauteur variable, il n'est pas souhaitable de commencer la variation de hauteur dès l'appui et d'y avoir un point anguleux. La disposition la plus courante consiste en général à prévoir une zone de hauteur constante sur pile, de longueur sensiblement identique à la largeur de la tête de pile, comme représenté sur la figure 3.25. Cette disposition permet de simplifier la découpe des raidisseurs sur appuis ainsi que le façonnage des cales biaises.

## 2.7 - Zones d'appui sur culées

### 2.7.1 - Abouts

Les tabliers des ouvrages mixtes comportent, comme tous les tabliers, une surlongueur appelée « about ». Celle-ci est généralement égale à 50 cm sur les ouvrages courants mais peut atteindre 1 m sur les ouvrages de grandes dimensions.

### 2.7.2 - Montants d'appui et de vérinage et cales biaises

Les zones des poutres situées au droit des appareils d'appui sur culées reçoivent des montants d'appui et de vérinage et des cales biaises selon des modalités très similaires aux zones sur piles. Lorsqu'il est effectué sous les âmes, le vérinage est toutefois prévu uniquement côté travée.

### 2.7.3 - Renforcement de la dalle au droit des joints de chaussée

Les dalles des ponts mixtes étant assez minces, il faut souvent les renforcer fortement au droit des joints de

chaussée, pour permettre un ancrage satisfaisant de ces joints et améliorer la tenue des dalles vis-à-vis des effets dynamiques des camions. Une épaisseur minimale de 35 à 40 cm de béton est ainsi requise sur toute la largeur.

Pour un bipoutre à entretoises, plusieurs solutions sont possibles et couramment mises en œuvre.

Lorsque la dalle courante est d'épaisseur variable transversalement, ce qui est le cas le plus courant, son épaisseur maximale au droit des poutres est souvent de 35 à 40 cm. Dans ce contexte, il suffit de généraliser cette épaisseur à toute la largeur de la dalle sur une longueur d'environ 1 m pour obtenir une poutre d'ancrage du joint en générale satisfaisante (cf. cas n° 1 de la figure 3.26).

Lorsque l'épaisseur obtenue ainsi reste insuffisante, on peut réduire légèrement la hauteur des poutres principales jusqu'à obtenir l'épaisseur de dalle nécessaire à l'ancrage du joint (cf. cas n° 2 de la figure 3.26).

Il est possible de raidir encore plus la dalle d'un bipoutre à entretoises en substituant les entretoises sur culées par des pièces de pont, le plus souvent avec consoles (cf. cas n° 3 de la figure 3.26). C'est la solution que nous préconisons.

Pour un bipoutre à pièces de pont, la dalle courante est d'épaisseur sensiblement constante et égale à 25 cm. Une épaisseur de 35 à 40 cm ne peut donc être obtenue qu'en créant, derrière l'about, une retombée de la dalle, sur toute sa largeur (cf. cas n° 4 de la figure 3.26).

Quelle que soit l'option retenue, la dalle en béton doit dépasser longitudinalement de la charpente métallique de 20 à 30 cm pour permettre la mise en place d'un chéneau de collecte des eaux bien centré sous le joint de dilatation.

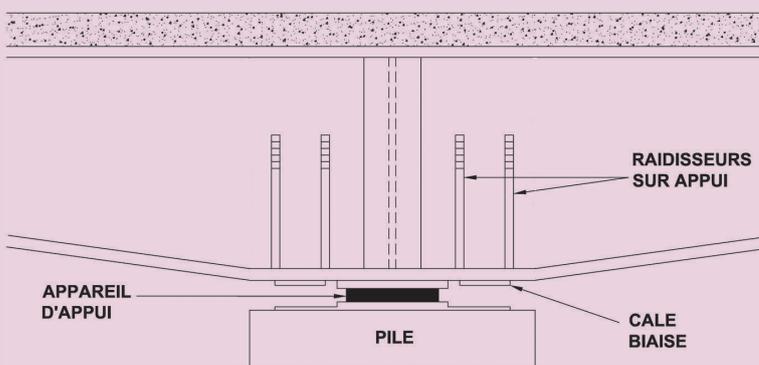


Figure 3.25 - Zone sur appui d'un tablier de hauteur variable

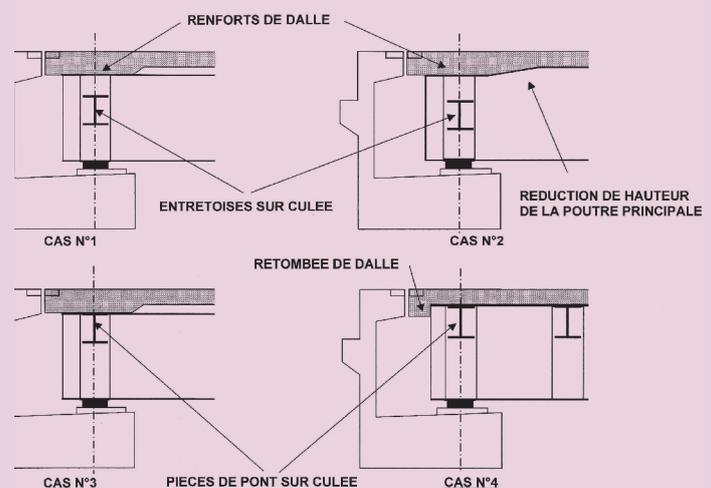


Figure 3.26 - Renforts de la dalle au droit d'un joint de chaussée

## 2.8 - Connexion

### 2.8.1 - Matériau et type

Dans les années 1980, la connexion entre la charpente métallique et la dalle en béton était le plus souvent assurée par des tronçons de cornières ou des goujons à tête. On utilisait aussi parfois des connecteurs en arceaux (cf. figure 3.27).

Désormais, la connexion est, pour la très grande majorité des ponts, assurée par des goujons, c'est-à-dire des tiges cylindriques de faible diamètre soudées avec un pistolet, selon un procédé semi-automatique. En effet, les poutres principales sont de plus en plus souvent assemblées avec des machines automatiques imposant le soudage des connecteurs sur la poutre principale déjà reconstituée. De ce fait, la semelle supérieure étant bridée par l'âme, le soudage des cornières ou des arceaux engendre des déformations très difficiles à corriger, ce qui n'est pas le cas avec des goujons.

Les goujons utilisés sur les ponts mixtes sont le plus souvent des tiges de 22 mm de diamètre surmontées par une tête de 25 mm de diamètre et de 10 mm de hauteur. La hauteur totale la plus courante est de 200 mm mais des hauteurs de 150, 175 ou encore 225 mm sont parfois nécessaires pour ancrer la connexion au-dessus de la nappe d'armatures passives inférieure.

Les goujons sont mis en œuvre à l'aide d'un pistolet à goujons, outil spécifique alimenté par un courant électrique. Lorsque le goujonneur déclenche le pistolet, un électro-aimant fait remonter légèrement le goujon jusqu'à la création d'un arc électrique de forte intensité qui a pour effet de faire fondre localement l'acier de la tôle et celui du goujon. Ce dernier est alors enfoncé dans la semelle avant resolidification de l'acier. Afin de limiter l'oxydation et de confiner le métal fondu, la fusion s'opère à l'abri d'une bague en matériau réfractaire fournie avec le goujon et devant être éliminée après le soudage.

Les goujons d'ancrage et leurs bagues réfractaires doivent être conformes aux articles 9.6, 10.3 et 11.2 de la norme NF EN ISO 13918.

Lorsque les poutres principales ne sont pas reconstituées avec des machines automatiques, la connexion peut aussi être exécutée à l'aide de tronçons de cornières soudés sur les semelles supérieures avant assemblage de ces dernières avec les âmes des poutres principales. Dans ce cas, il s'agit le plus souvent de tronçons de 150 à 200 mm de cornières à ailes égales des séries 120 × 120 à 160 × 160 en acier S235J2+N ou S275J2+N.

En construction, certains connecteurs peuvent constituer une gêne pour l'implantation de certains dispositifs de montage, en particulier lorsque la charpente est posée à la grue. Dans ce cas, ces connecteurs ne sont pas soudés en usine mais uniquement après dépose des dispositifs concernés, donc sur site.

### 2.8.2 - Disposition des goujons sur les poutres principales

Les goujons sont disposés sur les semelles supérieures le plus souvent en quatre files longitudinales, parfois en six files, en particulier lorsque la largeur du tablier avoisine les 20 m.

L'exécution de la dalle nécessite presque toujours la circulation d'engins divers (équipes mobiles, chariots de roulement des cages d'armatures, chariots de transport de dalles préfabriquées ou de prédalles, etc.) sur la semelle supérieure des poutres principales. À cet effet, on laisse en général un espace plus important entre les deux files centrales, pour permettre à ces engins de rouler sur les semelles et dans l'axe de l'âme (cf. cas n° 1 et 2 de la figure 3.28). Lorsque, au contraire, les méthodes prévues par l'entreprise ne prévoient aucun engin susceptible de rouler sur les semelles – ce qui est toutefois assez rare – les files de goujons peuvent être distribuées de manière régulière dans le sens transversal (cf. cas n° 3 de la figure 3.28).

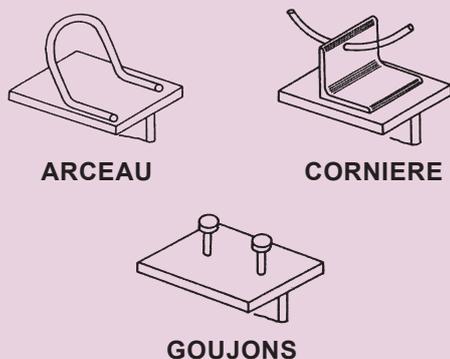


Figure 3.27 - Principaux types de connecteurs

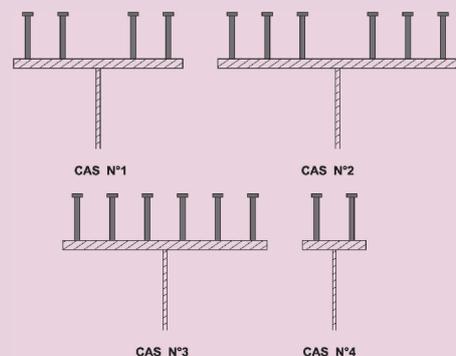


Figure 3.28 - Distributions transversales courantes des connecteurs

Dans le sens longitudinal, les goujons sont disposés selon un entraxe variable selon les sections. Dans les zones à mi-travée, où l'effort tranchant est faible, l'entraxe peut atteindre 800 mm, valeur maximale définie par l'alinéa (3) du paragraphe 6.6.6.5 de la norme NF EN 1994-2. Dans les zones sur appuis, l'entraxe est beaucoup plus faible et peut descendre à 200 mm. Il est à noter que quelle que soit la section considérée, l'entraxe des goujons doit être compatible avec le pas des armatures transversales de la dalle.

### 2.8.3 - Disposition des goujons des poutres principales avec dalles préfabriquées en pleine largeur

La dalle des bipoutres à entretoises est parfois préfabriquée par éléments de 2,50 à 4 m de longueur de pleine largeur (cf. chapitre 5), ce qui impose de concentrer les connecteurs à l'aplomb de fenêtres bétonnées après la pose des éléments de dalle et appelées « lumières de connexion ». Dans ce cas, les connecteurs sont regroupés dans des zones rectangulaires de semelles de 50 à 80 cm de côté espacées au maximum d'environ 1,20 à 1,50 m entre axes, ce qui peut imposer de ramener leur entraxe à une centaine de millimètres (cf. figure 3.29).

### 2.8.4 - Disposition des goujons sur les pièces de pont

Les goujons soudés sur les pièces de pont sont du même type que ceux soudés sur les poutres principales. Ils sont en général disposés en deux files (cf. cas n° 4 de la figure 3.28).

### 2.8.5 - Justifications par le calcul

La justification de la connexion doit être menée conformément aux indications de la norme NF EN 1994-2 et de son annexe nationale. Elle est commentée et illustrée dans le paragraphe 11 de la partie II du guide d'application des Eurocodes 3 et 4 du Sétra.

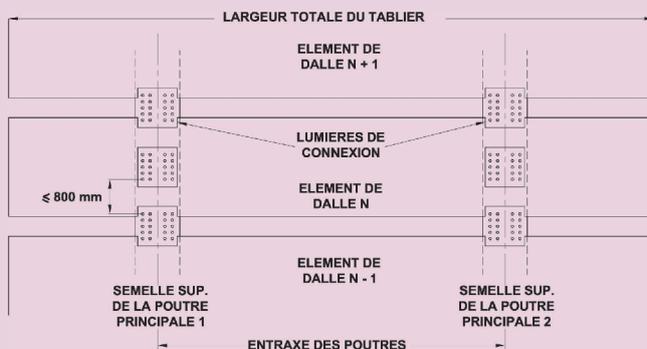


Figure 3.29 – Disposition par groupes des connecteurs dans le cas d'une dalle préfabriquée par éléments de pleine largeur

## 2.9 - Contreventement provisoire

### 2.9.1 - Généralités

En service, le contreventement est assuré dans le plan horizontal, par la dalle en béton et dans le plan vertical, par les cadres d'entretoisement formés par les entretoises ou les pièces de pont et par les montants verticaux raidisseurs d'âme.

En construction, tant que la dalle en béton n'est pas exécutée, un contreventement provisoire horizontal doit être mis en œuvre sur la charpente métallique. Ce dispositif empêche le déversement des poutres et permet à celles-ci de résister aux efforts du vent pendant les phases de lancement, en particulier dans la partie en porte-à-faux. Il est également très utile pendant les phases d'exécution de la dalle car il rigidifie la charpente vis-à-vis des efforts horizontaux exercés par les outils nécessaires à sa construction (équipages mobiles, engins de pose des dalles, etc.).

### 2.9.2 - Constitution

Le contreventement provisoire est constitué par une triangulation horizontale formée de barres de précontrainte ou de profilés en cornières ou en U, disposés par paires. En plan, ces derniers reconstituent en général un X (on parle alors de « croix de Saint-André », cf. figure 3.30), parfois un K, entre deux entretoises ou pièces de pont successives.

Dans le cas des bipoutres courants, le contreventement est le plus souvent constitué de barres de précontrainte fixées par boulonnage sur les mouchoirs horizontaux définitifs qui prolongent la semelle inférieure des entretoises.

Le contreventement provisoire doit être mis en œuvre et maintenu jusqu'à ce que la dalle soit suffisamment résistante pour pouvoir s'y substituer. Il peut être démonté soit en une seule fois après exécution de l'intégralité de la dalle, soit panneau par panneau, au fur et à mesure de l'exécution des plots de dalle.

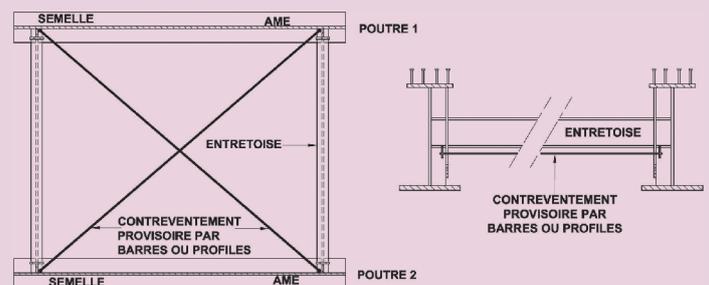


Figure 3.30 – Schéma de principe d'un contreventement provisoire (cas d'un bipoutre à entretoises)

En général, les diagonales comprimées des croix de contreventement étant susceptibles de flamber, on ne tient compte dans les calculs que des diagonales tendues.

## 2.10 - Protection anticorrosion

Toutes les informations relatives à la protection anticorrosion de la charpente métallique ont été regroupées au début du chapitre 6 du présent guide.

## 2.11 - Principales dimensions de quelques bipoutres récents

On trouvera ci-dessous deux tableaux regroupant les principales dimensions de la charpente de quelques bipoutres récents, d'abord à entretoises, puis à pièces de pont. Dans ces tableaux, toutes les dimensions des pièces sont données en millimètres et un astérisque après le nom de l'ouvrage indique que celui-ci a été calculé aux Eurocodes (d'autres informations relatives à ces ouvrages peuvent être trouvées dans l'annexe A1 du présent guide).

### 2.11.1 - Bipoutres à entretoises

Pont	Portée maximale et largeur	Largeur semelle sup.	Épaisseur semelle sup.	Largeur semelle inf.	Épaisseur semelle inf.	Épaisseur âme	Entre-toises
Viaduc intermédiaire	31 m / 14,80 m	800	35 à 70	800	40 à 75	16 à 20	IPE400
Pont de Fos*	40 m / 12,40 m	800	35 à 80	900	55 à 90	20 à 25	HEA500
Viaduc de Garrigue	74 m / 10,85 m	700	25 à 110	900	30 à 110	-	HEA600
Viaduc du Cher	74,80 m / 14,80 m	800	25 à 120	900	30 à 120	-	IPE600
Viaduc de Rieucros	105 m / 12,70 m mini	900	40 à 130	1 100	50 à 130	26 à 34	HEB700

Tableau 3.7 - Principales dimensions de quelques bipoutres à entretoises récents

### 2.11.2 - Bipoutres à pièces de pont

Pont	Portée maximale et largeur	Largeur semelle sup.	Épaisseur semelle sup.	Largeur semelle inf.	Épaisseur semelle inf.	Épaisseur âme	Divers
Viaduc de Clisson	67,50 m / 13,20 m	1 100	45 à 120	1 200	40 à 120	16 à 22	-
Viaduc de l'Elle	80 m / 19,40 m	1 100	40 à 150	1 200	40 à 150	20 à 22	-
Viaduc du Loing*	63,75 m / 19,34 m	1 200	40 à 140	1 350	45 à 140	20	-
Viaduc aval sur la Durance*	88 m / 21,50 m	1 300	35 à 120	1 500	50 à 125	20 à 25	Acier S460
Viaduc de la Planchette	95,20 m / 23,50 m	1 100	40 à 120	1 300	45 à 120	22	-
Viaduc des Saulières	106 m / 10,90 m	800	40 à 130	800	35 à 120	20 à 28	pas de console

Tableau 3.8 - Principales dimensions de quelques bipoutres à pièces de pont récents

## 3 - Charpente métallique des caissons mixtes

Le présent paragraphe présente la conception détaillée de la charpente des caissons mixtes. Les éléments identiques aux bipoutres ne sont pas rappelés.

### 3.1 - Orientation générale

Lorsque l'ouvrage supporte une chaussée présentant un profil en travers en toit et symétrique, le caisson présente une tôle de fond horizontale, des âmes d'inclinaisons identiques et une dalle en toit de même dévers que la chaussée (cf. cas n° 1 de la figure 3.31).

Lorsque l'ouvrage supporte une chaussée déversée d'un seul côté, les choses sont beaucoup plus complexes car plusieurs options sont possibles.

Une première solution consiste à dessiner un caisson symétrique tourné de l'angle correspondant au dévers (cf. cas n° 2 de la figure 3.31). La structure ainsi conçue comporte un hourdis symétrique (au dévers près), des âmes de même hauteur et une tôle de fond déversée. Pour des dévers inférieurs à 2,5 %, une structure de ce type peut être mise en place avec la tôle de fond horizontale, puis déversée en fin de lançage. Pour des dévers importants, la rotation finale donnant le dévers devenant une opération assez coûteuse et délicate à mettre en œuvre, il semble préférable de lancer avec la tôle de fond inclinée, moyennant bien sûr un guidage latéral approprié et la mise en place, le cas échéant, d'une butée latérale.

Une seconde solution consiste à dessiner un caisson comportant un hourdis symétrique (au dévers près), une tôle de fond horizontale et des âmes de hauteurs différentes (cf. cas n° 3 de la figure 3.31). Si la charpente est mise en place par lançage, cette disposition simplifie

cette opération mais la différence de raideur entre les deux âmes doit impérativement être prise en compte dans les calculs, aussi bien en service qu'en construction.

Si le dévers est modéré ou si l'ouvrage est courbe ou à dévers variable, une troisième solution consiste à dessiner un caisson comportant une tôle de fond horizontale, des âmes de même hauteur et un hourdis comportant au droit des semelles supérieures deux renformis de hauteurs différentes (cf. cas n° 4 de la figure 3.31). Cette solution simplifie la mise en place de la charpente puisque cette dernière est totalement symétrique et sa tôle de fond horizontale. Elle provoque toutefois des moments de torsion permanents dus à la différence de poids entre les deux renformis.

### 3.2 - Âmes

Les âmes des caissons mixtes ont des caractéristiques similaires aux âmes des ponts à poutres, à l'exception toutefois de leur inclinaison.

Sur la majorité des caissons récents, elles sont inclinées vers l'extérieur avec un fruit constant compris entre 30 et 50 %. Cette disposition présente de nombreux avantages. Elle permet, pour des ouvrages de largeur inférieure à 11 m, de conserver une tôle de fond de largeur inférieure à 5 m sans allonger excessivement les encorbellements. Elle donne également à l'ouvrage un aspect profilé, très satisfaisant sur le plan esthétique.

Quelques caissons présentent toutefois des âmes verticales, voire légèrement inclinées vers l'intérieur. C'est le cas notamment des caissons fermés avec pièces de pont et bracons construits ces dernières années à Verrières, Valence et Frocourt. Pour ces ouvrages, cette disposition permet de limiter la largeur de la tôle supérieure tout en étant acceptable sur le plan esthétique puisque la forte inclinaison des bracons vient compenser visuellement la verticalité des âmes.

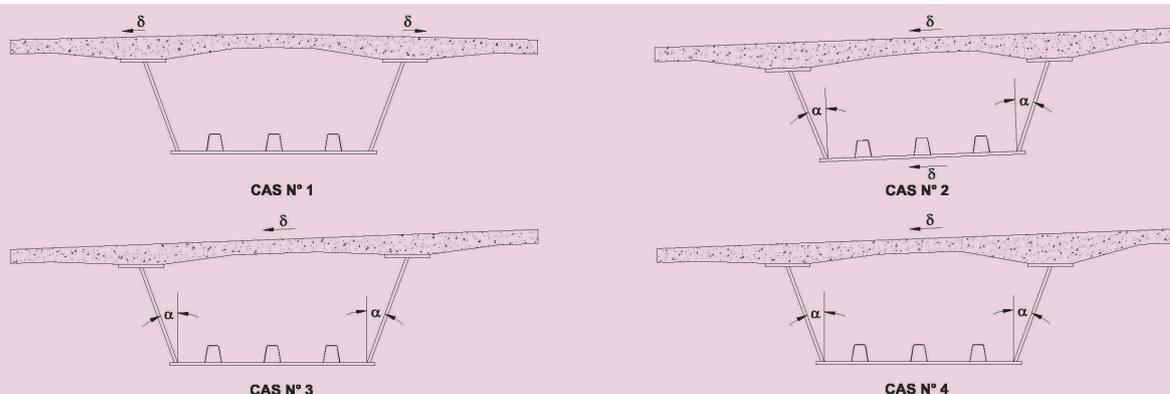


Figure 3.31 - Morphologie des caissons selon le dévers de la chaussée portée

## 3.3 - Tôle de fond

### 3.3.1 - Géométrie de détail

La largeur de la tôle de fond est le plus souvent constante. Quelques ouvrages ont cependant une largeur de tôle sur appui un peu supérieure à la largeur courante, en général pour positionner de manière particulière les appareils d'appui.

Pour les tabliers de largeur inférieure à 11 m, on s'efforce de ne pas dépasser une largeur maximale déterminée par les conditions de fabrication et de manutention dans les forges. Pour un ouvrage rectiligne, cette largeur est proche de 5 m. Pour un ouvrage courbe, cette valeur peut être encore plus faible puisqu'il faudra inscrire une tôle de fond courbe dans une tôle rectangulaire de 5 m de largeur.

Pour les tabliers de grande largeur, ces valeurs maximales peuvent être dépassées mais ceci nécessite l'emploi de deux tôles assemblées transversalement par une soudure longitudinale.

Les tôles de fond ont une largeur totale un peu supérieure à l'écartement inférieur des âmes. Cette disposition permet, à l'atelier, un soudage du caisson dans sa position définitive. Si le caisson est lancé, elle permet également de positionner les chaises à galets ou les patins de glissement au droit des âmes (cf. figure 3.32).

Les tôles de fond présentent en général une épaisseur variable longitudinalement entre 25-30 mm en travée et 70-80 mm sur piles. Cette variation s'effectue en général vers le haut, comme pour la semelle inférieure des ouvrages à poutres. On relève toutefois quelques ouvrages dont la tôle de fond s'épaissit vers le bas, ce qui permet de standardiser la découpe des diaphragmes.

### 3.3.2 - Raidissage

La tôle de fond doit être raidie pour résister aux efforts de compression qu'elle subit en service ou pendant la mise en place de la charpente.

Pour les ouvrages rectilignes de portées moyennes, le raidissage est souvent réalisé avec des augets disposés selon un entraxe de 0,80 à 1 m (cf. cas n° 1 de la figure 3.33). Cette disposition est économique car le nombre de soudures à exécuter est beaucoup plus faible qu'avec des plats ou des tés. Elle est également intéressante vis-à-vis des opérations d'entretien car l'absence d'arêtes vives sur les augets limite les risques de blessure, en cas de chute d'une personne dans le caisson. Sur ces ouvrages, le raidissage peut aussi être réalisé par des plats disposés selon un entraxe de 0,50 à 0,60 m (cf. cas n° 2 de la figure 3.33).

Sur des ouvrages rectilignes de portée et/ou de largeur importante, le raidissage doit être effectué par des augets ou par des tés (cf. cas n° 3 de la figure 3.33), les plats n'ayant pas une inertie suffisante.

Sur les ouvrages courbes, les raidisseurs en plat et en té peuvent être disposés parallèlement aux âmes sachant que les cadres reprennent la poussée au vide due à leur courbure en plan. Au contraire, les augets, qui présentent une forte inertie transversale, ne peuvent pas suivre la courbure. Il faut donc les souder selon un tracé rectiligne, ce qui peut imposer des points de passage différents dans les cadres et concentrer leur poussée au vide dans quelques cadres. Dans la pratique, l'utilisation d'augets pour raidir la tôle de fond d'un ouvrage courbe est assez rare.

Le raidissage de la tôle de fond peut être constant longitudinalement sur des ouvrages de dimensions modestes. Sur les ouvrages les plus importants, il est souvent renforcé à l'approche des piles, soit en augmentant le nombre de raidisseurs, soit en augmentant leurs caractéristiques mécaniques.

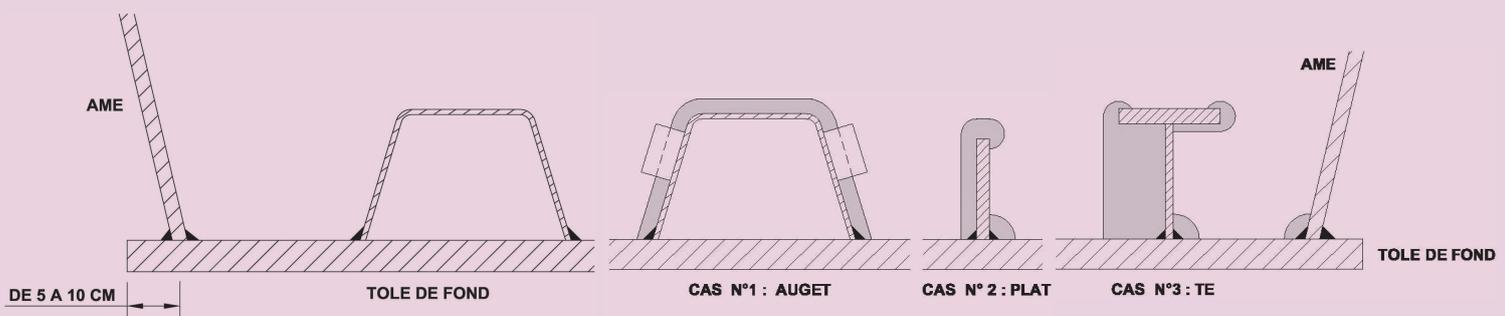


Figure 3.32 - Jonction âme-tôle de fond

Figure 3.33 - Raidissage de la tôle de fond

Le raidissage est continu au droit des cadres pour empêcher le flambement de la tôle de fond, améliorer son comportement en fatigue et contribuer à la résistance en flexion longitudinale. Par conséquent, des découpes dans les cadres sont nécessaires pour faciliter l'emboîtement des éléments et limiter les concentrations de contraintes. La figure 3.33 montre ces découpes, étant entendu que d'autres formes sont possibles, notamment pour les augets.

Lorsque la charpente est lancée, il arrive qu'on ne puisse pas placer les appareils de lançage à l'intersection des âmes et de la tôle de fond, les dimensions de la tête de pile étant insuffisantes. Dans ce cas, on peut envisager l'utilisation de palées provisoires supportant ces appareils pendant la durée du lançage. Si cette solution n'est pas envisageable, le projet doit prévoir au droit du futur dispositif de lançage un profilé en té définitif, de forte inertie, appelé « té de lançage » (cf. figure 3.34), comme cela a été le cas pour le caisson du pont sur la Vilaine, à la Roche Bernard, ou, plus récemment, sur l'ouvrage SD de l'échangeur du Palays, à Toulouse. Pendant le lançage, ce té, considéré appuyé sur les cadres et/ou les diaphragmes, reprend les efforts exercés par la chaise à galets sur le caisson.

### 3.3.3 - Nombre et positionnement des raidisseurs sur la tôle de fond

Lorsque le caisson est transporté en un seul morceau, le nombre de raidisseurs peut être indifféremment pair ou impair. Lorsqu'il est transporté en deux moitiés, ce nombre doit être pair pour éviter de placer un raidisseur au droit de la soudure longitudinale de la tôle de fond.

Sur un caisson sans té de lançage, les  $n$  raidisseurs de la tôle de fond sont positionnés pour découper cette tôle en  $n+1$  panneaux parallèles de largeur identique. Sur un caisson avec té de lançage, les  $n$  raidisseurs découpent la partie de tôle de fond comprise entre les tés de lançage en  $n+1$  panneaux de largeur identique.

### 3.3.4 - Autres points

Signalons le cas très particulier de la tôle de fond du caisson du pont sur la Vilaine, à la Roche Bernard. Sur

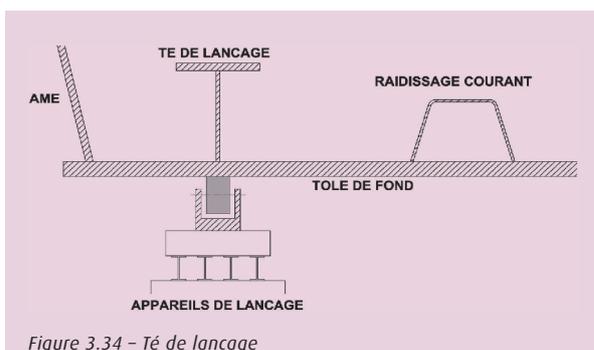


Figure 3.34 - Té de lançage

cet ouvrage de grande largeur (21,60 m) mais de portées modestes (36 m au maximum), les concepteurs ont opté pour une tôle de fond composée de deux tôles latérales épaisses (de 20 à 65 mm) reliées par une tôle plus mince (de 10 à 16 mm). Compte tenu des proportions de l'ouvrage et des effets du traînage de cisaillement qui concentre les efforts au voisinage des âmes, la zone centrale de la tôle de fond était en effet faiblement sollicitée.

### 3.3.5 - Justifications par le calcul

La justification de la tôle de fond doit être menée conformément aux indications des normes NF EN 1993-1-1 et NF EN 1993-1-5 et de leurs annexes nationales. Elle est commentée et illustrée dans le paragraphe 5 de la partie III du guide d'application des Eurocodes 3 et 4 du Sétra.

## 3.4 - Semelles supérieures

Les semelles supérieures des caissons mixtes ont des caractéristiques assez similaires aux semelles des ponts à poutres, à l'exception toutefois de leur inclinaison par rapport à l'horizontale.

Sur les ouvrages avec profil en toit, les semelles supérieures sont en général horizontales.

Sur les ouvrages avec dévers unique, les semelles supérieures peuvent être horizontales ou parallèles au dévers.

Sur certains caissons, les semelles supérieures sont parfois excentrées de quelques centimètres vers l'intérieur pour limiter l'encombrement extérieur du caisson métallique à 6 m et permettre son transport en pleine largeur.

## 3.5 - Tôle supérieure des caissons fermés

Dans certains cas, il peut être intéressant de remplacer les deux semelles supérieures du caisson par une grande tôle raidie connectée à la dalle et participant à la résistance de l'ouvrage : on parle alors de « caisson fermé ». Cette disposition conduit à une charpente un peu plus coûteuse mais simplifie grandement le reste de la construction du tablier. En effet, la tôle générale fait office de contreventement provisoire en construction et sert de coffrage pour la zone centrale de la dalle. Du fait de ces avantages, cette disposition est très intéressante pour les caissons métalliques de hauteur inférieure à 1,50 m ou de largeur inférieure à 4 m entre âmes.

### 3.5.1 - Géométrie de détail

Les tôles supérieures présentent des épaisseurs proches de celles de la tôle de fond, soit entre 20 et 70 mm. Elles sont généralement raidies par des plats ou des tés.

### 3.5.2 - Justifications par le calcul

La tôle supérieure des caissons fermés est justifiée en cours de lançage comme la tôle de fond, étant entendu qu'on peut décider de ne raidir et de prendre en compte que ses parties latérales. En service, la tôle est solidaire de la dalle, ce qui exclut tout risque de voilement et autorise un fonctionnement mixte de la dalle.

## 3.6 - Cadres et diaphragmes courants

### 3.6.1 - Géométrie de détail

Les cadres sont des éléments transversaux permettant de raidir les caissons vis-à-vis de la torsion. Leur entraxe est compris, selon les ouvrages, entre 4 et 7,5 m. Sur un ouvrage à pièces de pont, les cadres sont associés à ces dernières ; leur entraxe est donc constant et souvent voisin de 4 m. Sur un ouvrage sans pièce de pont, leur entraxe peut être d'une part, un peu plus grand et d'autre part, variable longitudinalement, avec une valeur minimale près des piles.

La figure 3.35 présente les types de cadres les plus courants. Le cas n° 1 est un cadre en U sans pièce de pont. Il est constitué d'une poutre basse avec section en té de 50 à 80 cm de hauteur prolongée par deux bras soudés sur les semelles supérieures du caisson, donc sans connexion avec la dalle. Le cas n° 2 est un type de cadre plus moderne mis au point sur les ouvrages mixtes de Rocquencourt et de Nevers et qui s'avère très économique

pour les ouvrages de faible largeur. Le cas n° 3 présente un cadre couplé avec une pièce de pont avec consoles. L'épaisseur de l'âme des cadres est en général comprise entre 14 et 20 mm.

Lorsque les effets de la torsion sont très importants, par exemple du fait d'une forte courbure en plan, les cadres courants peuvent être remplacés par des diaphragmes courants. Ces derniers sont constitués de tôles verticales fermant totalement le caisson, à l'exception d'un trou d'homme indispensable à la circulation dans ce caisson (cf. figure 3.36). Ils comportent une semelle supérieure équipée de connecteurs noyés dans le béton.

L'épaisseur de l'âme des cadres et des diaphragmes courants est en général comprise entre 14 et 20 mm.

### 3.6.2 - Justifications par le calcul

La justification des cadres et des diaphragmes courants doit être menée conformément aux indications du paragraphe 6.2 de la norme NF EN 1993-2.

## 3.7 - Diaphragmes sur appuis

Au droit des appuis, les caissons comportent des diaphragmes (cf. figure 3.37). Ces derniers sont conçus pour reprendre les efforts de torsion ainsi que ceux dus aux appareils d'appui et aux vérins.

### 3.7.1 - Géométrie de détail

La conception des diaphragmes sur appuis est assez similaire à celle des diaphragmes courants. Ils sont constitués d'une tôle verticale, dont l'épaisseur peut atteindre 50 mm et qui est fortement raidie au droit des appareils d'appui et des emplacements de vérinage.

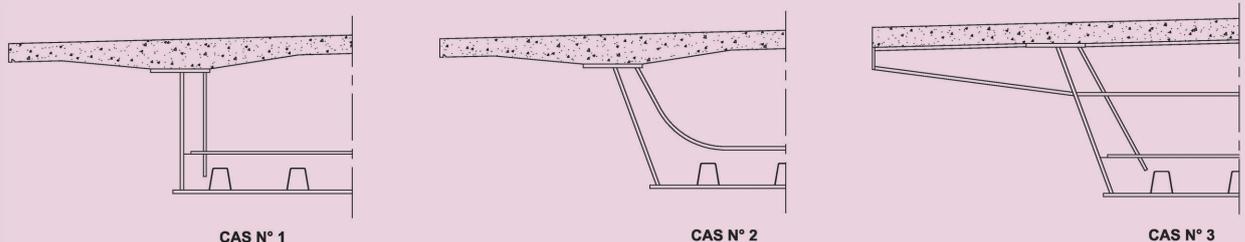


Figure 3.35 - Différents types de cadres possibles

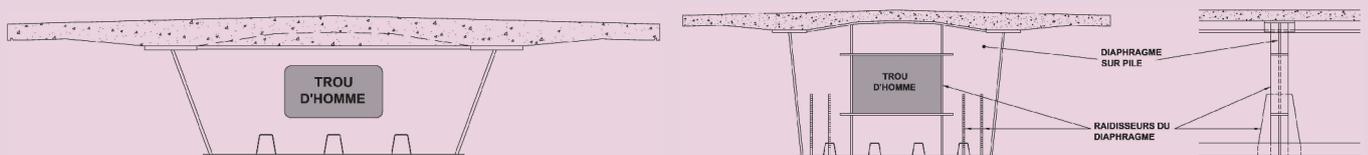


Figure 3.36 - Exemple de diaphragme courant

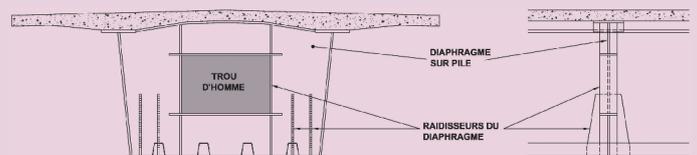


Figure 3.37 - Exemple de diaphragme sur pile

Comme les diaphragmes courants, ils comportent une semelle supérieure connectée à la dalle et sont percés d'un trou d'homme.

Dans le sens longitudinal, la base des raidisseurs verticaux situés au droit des appareils d'appui doit être assez large pour raidir toute la partie de tôle de fond située au droit de ces appareils quelle que soit la température. À cet effet, ils ont souvent une forme de triangle ou de trapèze, leur largeur maximale étant située côté appareil d'appui.

### 3.7.2 - Diaphragmes sur culées avec oreilles

Sur certains ouvrages, les diaphragmes sur culées sont équipés d'oreilles, c'est-à-dire de consoles latérales dépassant largement du caisson courant (cf. figure 3.38). Grâce à ces éléments, les appareils d'appui sur culées peuvent être disposés selon un entraxe plus important que celui qu'aurait permis la seule tôle de fond, ce qui limite l'effet des moments de torsion sous charges excentrées et évite les réactions d'appui négatives. Des oreilles sont donc souvent prévues sur des caissons étroits soumis à une torsion importante (courbure en plan, surcharges routières, vent, etc.) et sur ceux ne comportant qu'un appareil d'appui sur les piles, pour lesquels toute la torsion est reprise sur les culées.

### 3.7.3 - Justifications par le calcul

La justification des diaphragmes doit être menée conformément aux indications du paragraphe 6.2 de la norme NF EN 1993-2 et de son annexe nationale.

## 3.8 - Connexion

Lorsque le caisson est ouvert, c'est-à-dire quand sa membrure supérieure est constituée par deux semelles, sa connexion est similaire à celle des ponts à poutres.

Lorsque le caisson est fermé, la connexion de la membrure supérieure comporte trois zones : les deux zones situées près des âmes, où les connecteurs sont mis en œuvre avec l'entraxe de calcul, et la zone centrale où les connecteurs sont placés selon l'entraxe maximal réglementaire.

## 3.9 - Contreventement provisoire

Il y a lieu de prévoir un contreventement provisoire sur les caissons ouverts. Ce dernier ferme le U et améliore fortement l'inertie de torsion et la stabilité d'ensemble de la charpente pendant les phases de montage, ce qui est particulièrement utile dans le cas d'ouvrages courbes ou dissymétriques.

Sur les caissons ouverts les plus courants, le contreventement est le plus souvent situé à la hauteur des semelles supérieures pour augmenter son efficacité et préserver au mieux la circulation dans le caisson.

Dans les caissons de faible hauteur, le démontage du contreventement est assez fastidieux et il peut être préférable de le laisser en place, à titre définitif, plutôt que de procéder à sa dépose. Dans ce cas, il est nécessaire que ses fixations sur la structure soient dimensionnées en conséquence et que ses éléments reçoivent la même protection anticorrosion que le reste de la charpente.

## 3.10 - Principales épaisseurs de quelques caissons récents

Le tableau 3.9 (page suivante) présente les principales dimensions (en millimètres) de la charpente de quelques caissons récents.

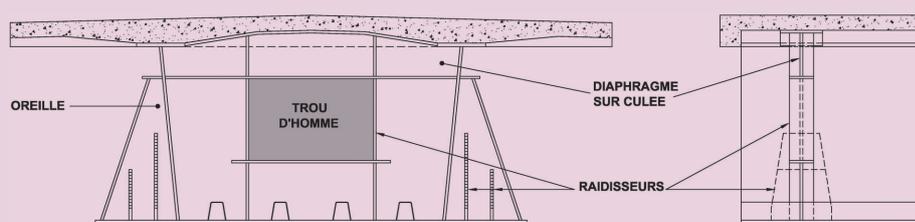


Figure 3.38 - Exemple de diaphragme sur culées avec oreilles

## 4 - Coffrage et ferrailage de la dalle

### 4.1 - Géométrie des dalles

#### 4.1.1 - Géométrie courante des dalles associées à une charpente avec pièces de pont

La géométrie des dalles associées à des bipoutres ou à des caissons avec pièces de pont est très simple puisqu'il s'agit de dalles d'épaisseur constante (cf. formules de prédimensionnement du chapitre 2). Cependant, dans le cas d'un caisson, l'exiguïté complique les opérations de déplacement des outils de coffrage.

Il est presque toujours prévu des petits renformis, c'est-à-dire une surépaisseur de béton de quelques centimètres, au-dessus des poutres principales et des pièces de pont, pour simplifier la forme des pièces de pont, absorber des variations d'épaisseur des semelles supérieures des poutres principales ou encore absorber des différences de pente transversale.

#### 4.1.2 - Géométrie courante des dalles associées à une charpente sans pièce de pont

Pour des tabliers de largeur inférieure à 7-8 m, on opte en général pour une dalle d'épaisseur constante et voisine de 25 cm.

Pour un tablier de largeur supérieure, on doit prévoir une dalle d'épaisseur variable (cf. chapitre 2). Les épaisseurs minimales sont atteintes aux extrémités des encorbellements et entre les âmes. L'épaisseur maximale est obtenue au droit des poutres. Le passage de l'une à

l'autre de ces valeurs s'effectue, en partie centrale, par des goussets dont la longueur vaut environ 1/5 à 1/4 de la portée entre âmes, et dans les encorbellements, soit par des goussets, soit de manière continue (cf. figure 3.39).

En ce qui concerne le détail du coffrage de la dalle au voisinage des semelles supérieures des poutres principales, il semble inutile de prévoir des renformis dans la mesure où la variation d'épaisseur de celles-ci s'effectue désormais presque toujours vers l'intérieur de la poutre. En revanche, lorsque la dalle est coulée en place et pour des facilités de coffrage, il est souhaitable de conserver une zone horizontale d'une dizaine de centimètres entre les semelles supérieures et le début des goussets (cf. figure 3.40).

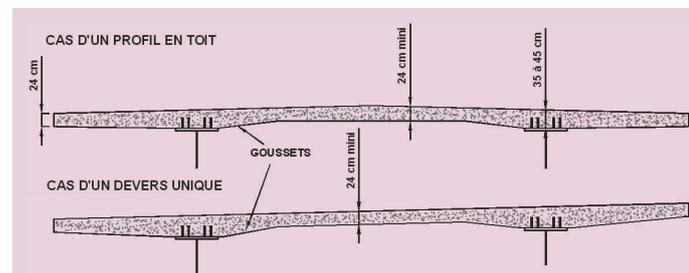


Figure 3.39 - Principe de coffrage de la dalle d'un tablier sans pièce de pont

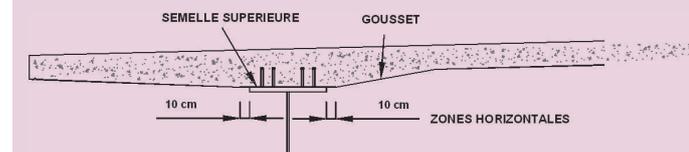


Figure 3.40 - Coffrage de la dalle au voisinage des semelles supérieures des poutres principales

Pont	Portée maximale et largeur	Largeur semelle sup.	Épaisseur semelle sup.	Largeur tôle de fond	Épaisseur tôle de fond	Raidissage	Épaisseur âme
OA205 pour A75	35,8 m / 10 m	800	25 à 120	4 000	? à 60	3 augets	22
Viaduc de Boulogne sur Mer	40 m / 9,15 m	900	35 à 55	3 900	40 à 75	5 plats	18
Ouvrage SD à Toulouse	51,3 m / 9,5 m	800 à 1 000	45 à 110	3 700	35 à 80	4 augets	16 à 18
OA4 à Embrun	55 m / 12 m	800	20 à 150	3 900	20 à 75	3 augets	14 à 20
Ouvrage DE à Toulouse	60 m / 9,20 m	1 000	40 à 100	3 700	55 à 90	3 augets et 2 tés de lancement	20
Pont de Monistrol d'Allier	70 m / 10 m	800	30 à 100	4 100	30 à 100	3 à 7 plats	-
Pont sur la Loire à Nevers	70 m / 10,7 m	800	25 à 115	4 000	20 à ?	3 augets	14 à 18

Tableau 3.9 - Principales dimensions de quelques caissons récents

## 4.2 - Ferrailage des dalles

### 4.2.1 - Généralités

#### Ouvrage à pièces de pont

Dans le cas d'un ouvrage à pièces de pont, la dalle repose longitudinalement sur les deux poutres principales et transversalement sur les pièces de pont. La dalle fléchissant principalement entre deux pièces de pont successives, le ferrailage principal est longitudinal et le plus souvent placé en nappe extérieure, le bras de levier des aciers longitudinaux étant ainsi plus favorable (cf. figure 3.41). Néanmoins, il peut être intéressant de placer les armatures longitudinales en nappe intérieure pour améliorer leur tenue par les aciers transversaux.

#### Ouvrage sans pièce de pont

Dans le cas d'un ouvrage sans pièce de pont, la dalle repose uniquement sur les âmes principales. Le ferrailage principal qui assure la résistance en flexion locale de la dalle est donc transversal. Il est généralement placé en nappe extérieure (cf. figure 3.42). Dans certains cas, le ferrailage longitudinal est également important, les exigences de l'Eurocode 4 pour la maîtrise de la fissuration de la dalle pouvant conduire à un taux de ferrailage longitudinal voisin de 1 %.

Le ferrailage courant des dalles mixtes comporte également :

- des cadres courants transversaux (dalles de charpente sans pièce de pont) ou longitudinaux (dalles de charpente à pièces de pont), constitués en général de cadres HA12 disposés dans la dalle à raison d'au moins deux par mètre carré ;

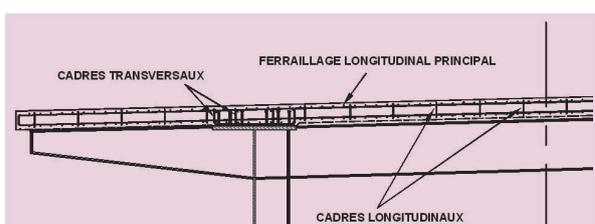


Figure 3.41 - Principe de ferrailage courant de la dalle d'un tablier avec pièces de pont (hors ancrage des dispositifs de retenue)

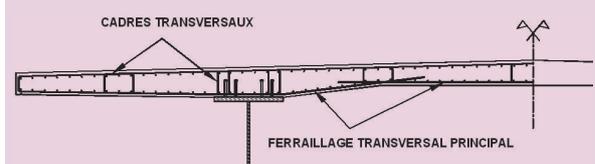


Figure 3.42 - Principe de ferrailage courant de la dalle d'un tablier sans pièce de pont (hors ancrage des dispositifs de retenue)

- des armatures transversales de couture des efforts de cisaillement au-dessus des semelles et des connecteurs ;
- les armatures d'ancrage des dispositifs de retenue.

Dans le cas fréquent d'une dalle coulée en place ferrillée par des cages préfabriquées, les tolérances d'exécution rendent très délicat l'emboîtement de deux cages successives. Leur jonction longitudinale est de ce fait en général réalisée au moyen de petites barres droites appelées « tirettes », livrées dans l'une des cages, puis tirées vers la cage contigüe. Cette disposition, qui n'est pas idéale, n'est tolérée que pour les cages préfabriquées et impose un contrôle très rigoureux de l'entreprise et du représentant du maître d'œuvre (ligatures, enrobages, longueurs de recouvrement).

Le principe de clavage entre éléments de dalle préfabriqués ainsi que le principe de ferrailage des dalles coulées en place avec coffrages perdus sont présentés dans le chapitre 5 de ce guide.

#### Dalles associées à une charpente sans pièce de pont

L'utilisation de cadres, étriers ou épingles transversaux est également souhaitable dans les zones de recouvrement d'aciers longitudinaux de diamètre inférieur ou égal à 16 mm.

Pour les aciers transversaux situés en général en nappe extérieure, le recouvrement entre barres de diamètre supérieur ou égal à 20 mm n'est pas autorisé par l'Eurocode 2. Il convient donc de décaler les recouvrements et de les disposer dans des zones où on peut les effectuer par des barres de diamètre inférieur à 20 mm. Dans ce cas, en effet, les conditions à retenir sont celles de la barre de plus petit diamètre. Dans la pratique, ceci ne pose en général pas de difficulté.

#### Dalles associées à une charpente à pièces de pont

Pour une dalle associée à une charpente à pièces de pont, il est conseillé de disposer des cadres longitudinaux en amont et en aval de ceux positionnés au droit des pièces de pont, car le cisaillement d'effort tranchant dans cette zone est important (cf. figure 3.43).

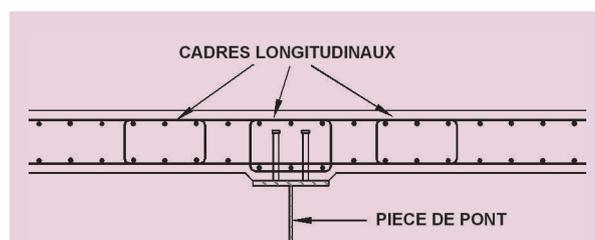


Figure 3.43 - Cadres longitudinaux nécessaires au voisinage d'une pièce de pont

## 4.2.2 - Dispositions constructives particulières

### Rappel

L'Eurocode 2 comporte plusieurs préconisations relatives aux recouvrements des aciers passifs.

La clause 8.7.2(2) recommande de décaler les recouvrements et de ne pas les disposer dans des zones fortement sollicitées, exigence qu'il est souhaitable d'imposer dans le CCTP, en particulier pour les ouvrages à pièces de pont.

Le paragraphe 8.7.4.1 de l'Eurocode 2 définit trois niveaux d'exigence croissants pour les armatures transversales dans une zone de recouvrement d'armatures tendues de diamètre  $\phi$  (la notion d'armatures transversales désigne ici les armatures disposées perpendiculairement à la direction du recouvrement).

<p>1<sup>er</sup> cas :</p> <p><math>\phi &lt; 20 \text{ mm}</math> ou</p> <p><math>\rho_1 &lt; 25 \%</math></p>	<p>Les aciers transversaux nécessaires prévus par ailleurs sont suffisants. Ils peuvent ne pas être situés en nappe extérieure.</p>
<p>2<sup>e</sup> cas :</p> <p><math>\phi \geq 20 \text{ mm}</math> et <math>\rho_1 \leq 50 \%</math></p> <p>ou <math>a &gt; 10\phi</math></p>	<p>Il convient de placer des armatures transversales en nappe extérieure et perpendiculaires à la direction du recouvrement. Celles-ci doivent respecter :</p> $\sum A_{st} \geq A_s$
<p>3<sup>e</sup> cas :</p> <p><math>\phi \geq 20 \text{ mm}</math> et <math>\rho_1 &gt; 50 \%</math></p> <p>et <math>a \leq 10\phi</math></p>	<p>Il convient de placer des armatures transversales en nappe extérieure et perpendiculaires à la direction du recouvrement. Les armatures transversales utilisées doivent être des cadres, étriers ou épingles et respecter :</p> $\sum A_{st} \geq A_s$

Tableau 3.10 – Armatures transversales à prévoir dans une zone de recouvrement

où  $\rho_1$  est la proportion, dans une section donnée, des barres avec recouvrement,  
 $A_{st}$  est la section des armatures transversales,  
 $A_s$  est la section d'une des barres du recouvrement,  
 $a$  est la distance entre recouvrements voisins dans une section donnée.

Ainsi, dans une dalle de pont, lorsque les aciers longitudinaux sont placés en nappe extérieure, leur diamètre maximal est limité à 16 mm.

Dans une zone de recouvrement entre barres tendues de diamètre supérieur ou égal à 20 mm (cas n° 2 et 3 du tableau 3.10), deux dispositions sont envisageables pour les armatures transversales : concentrées aux extrémités (cf. cas n° 1 de la figure 3.44 et régulièrement réparties (cf. cas n° 2 de la figure 3.44).



Figure 3.44 – Dispositions possibles des armatures transversales dans une zone de recouvrement de barres tendues de diamètre supérieur ou égal à 20 mm

Le paragraphe 8.7.4.2 de l'Eurocode 2 définit des règles identiques pour les armatures transversales dans une zone de recouvrement de barres comprimées avec une exigence supplémentaire : disposer de chaque côté du recouvrement une barre transversale à une distance inférieure à  $4\phi$  de l'extrémité du recouvrement.

### 4.2.3 - Autres points

Les connecteurs constituant des obstacles rigides et nombreux, il convient de concevoir le ferrailage détaillé de la dalle en tenant compte des distributions longitudinale et transversale des connecteurs. Cette remarque est particulièrement importante pour les ouvrages à pièces de pont, qui comportent de nombreux connecteurs, et pour les ouvrages dont la dalle est préfabriquée par éléments, qui comportent des zones où les connecteurs sont très serrés.

On trouvera d'autres informations importantes sur le ferrailage de la dalle dans le chapitre 5, « Exécution de la dalle », du présent guide.

## 4.3 - Justifications par le calcul

La justification de la dalle d'un pont mixte doit être menée conformément aux indications des normes NF EN 1994-2 et NF EN 1992-2 et de leurs annexes nationales. Elle est commentée et illustrée dans la partie II du guide d'application des Eurocodes 3 et 4 du Sétra.

## 5 - Dénivellations d'appui

La technique des dénivellations d'appui, couramment utilisée sur les ouvrages mixtes, consiste à construire le tablier plus haut que sa situation finale puis, une fois sa dalle entièrement exécutée, à le vériner en certains points pour l'amener à son profil en long final. Cette technique permet d'introduire un moment positif dans l'ouvrage, qui tend la membrure inférieure en acier et recomprime la dalle en béton, ce qui va dans le sens d'un fonctionnement idéal des deux matériaux.

Les dénivellations consistent en général à baisser, en fin de construction, le tablier au droit de certaines de ses piles. Dans certains cas plus rares, on soulève au contraire le tablier au droit de l'une ou de ses deux culées. Elles sont à éviter pour les ponts mixtes biais et dans une moindre mesure pour les ponts courbes, dans la mesure où elles peuvent introduire des effets parasites.

L'efficacité d'une dénivellation d'appui est liée à la courbure qu'elle introduit dans le tablier. Dans ce contexte, il faut des dénivellations très importantes pour des ouvrages comportant de nombreux appuis. De ce fait, la technique est en général limitée aux ouvrages à deux ou trois travées. Pour ces derniers, la hauteur des dénivellations d'appui est souvent d'environ 1/100<sup>e</sup> de la portée principale, soit entre 20 et 75 cm.

Les dénivellations d'appui sont réalisées sur le chantier en respectant une procédure détaillée mise au point par le bureau des méthodes et le bureau d'études. Dans le cas de dénivellations à réaliser sur plusieurs appuis, cette procédure décrit notamment le phasage des opérations et fixe les dénivelés à mettre en œuvre à chaque étape.

On trouvera dans le paragraphe 4.1 du guide Sétra/LCPC « Ponts mixtes – Recommandations pour maîtriser la fissuration des dalles » des indications précieuses sur la prise en compte, dans les calculs, de l'effet d'une dénivellation d'appui. Il est rappelé que, compte tenu des incertitudes affectant les effets de cette opération, ce guide limite à  $\sigma_e/4$  l'effet non pondéré des dénivellations sur la charpente,  $\sigma_e$  étant la limite élastique de l'acier au point considéré.

## 6 - Étanchéités

Comme indiqué dans le guide « Ponts mixtes – Recommandations pour maîtriser la fissuration des dalles », il convient d'accorder une grande importance au choix et à la qualité de la mise en œuvre de la chape d'étanchéité devant protéger la dalle de l'ouvrage.

À cet égard, le chapitre 7 de ce document recommande d'opter pour un système de type feuilles préfabriquées + protection en asphalte gravillonné, ce type de chape présentant des qualités d'élasticité et de robustesse bien adaptées au contexte de la dalle d'un ouvrage mixte.

Il est également recommandé de prévoir une étanchéité de type film mince adhérent au support sur les faces supérieure et latérales des longrines d'ancrage des dispositifs de retenue.

## 7 - Bibliographie associée

### Bipoutres à entretoises

RT [CHA 95] [MAR 95] [ROU 98] [POU 01] [CAR 00]  
[AVR 01] [DEM 02] [ASF03 02] [BOR 03] [STO 03]

BOA [NOR 95] ] [VIO 08]

OTUA [HIP 96] [ABI 96] [DEZ 03] [ARG 04] [FLE 04]

### Bipoutres à pièces de pont

RT [CHA 01] [CAL 02] [MAN 02] [ASF01 02] [ASF02 02]  
[BRI 03] [DUB 04] [DUM 06] [JOL 08]

### Caissons simples

RT [POI 97] [CHA 00] [ARG 00] [MAT 01]

BOA [LEG 05] [LAC 96] [DAI 05]

OTUA [FLE 04]

### Caissons à pièces de pont

RT [VIL 96] [MON 96]

BOA [FON 95] [VIL02 96]

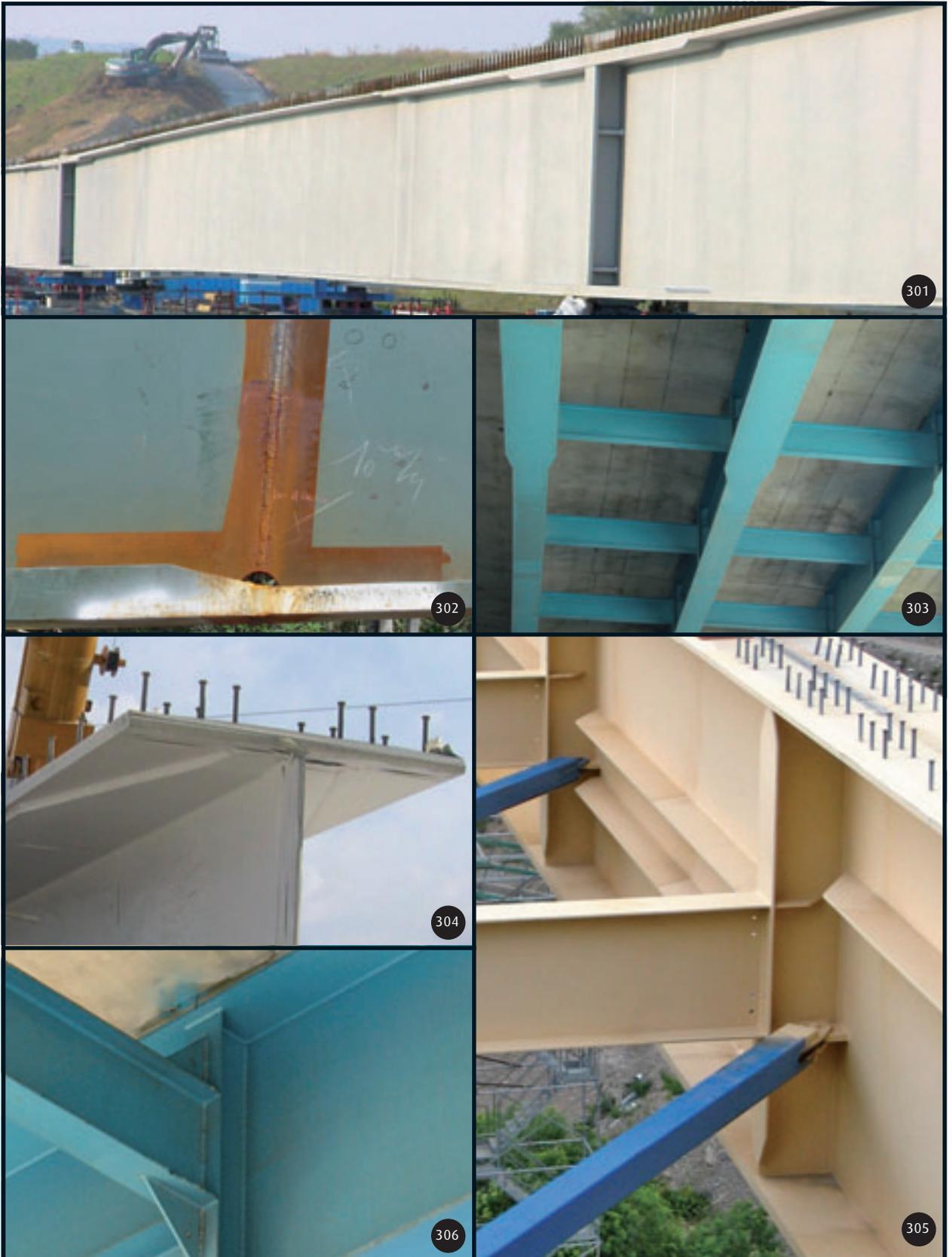
OTUA [VIL01 96] [VIL 99]

### Caissons à pièces de pont et bracons

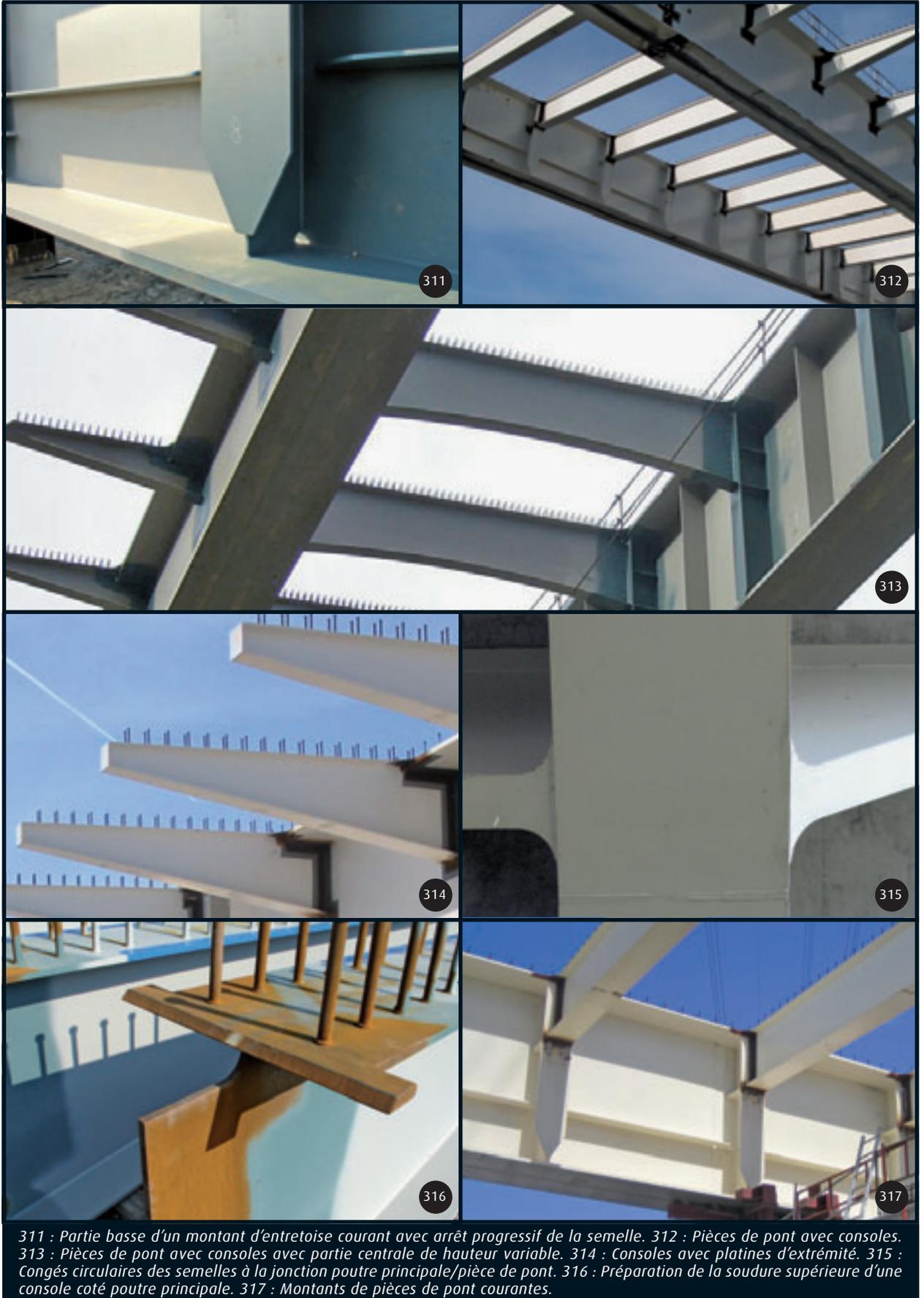
RT [GIL 01] [CHA 03]

BOA [BOU 01]

OTUA [TAV 04] [GIL 04]



301 : Variation de l'épaisseur des semelles en fonction de la section. 302 : Changement de l'épaisseur d'une semelle avec délardage et lunule. 303 : Semelles de largeur variable sur un ouvrage quadripoutre de largeur variable. 304 : Semelle additionnelle. 305 et 306 : Attaches entretoises/montants avec mouchoirs horizontaux (305) ou goussets verticaux (306).



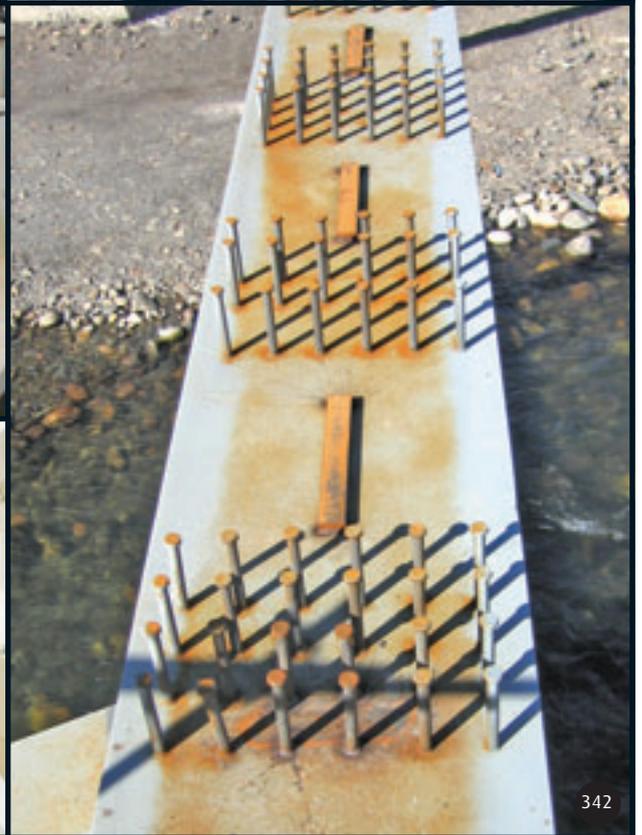
311 : Partie basse d'un montant d'entretoise courant avec arrêt progressif de la semelle. 312 : Pièces de pont avec consoles. 313 : Pièces de pont avec consoles avec partie centrale de hauteur variable. 314 : Consoles avec platines d'extrémité. 315 : Congés circulaires des semelles à la jonction poutre principale/pièce de pont. 316 : Préparation de la soudure supérieure d'une console coté poutre principale. 317 : Montants de pièces de pont courantes.



321 : Pièces de pont renforcées par goussets. 322 et 323 : Raidisseurs longitudinaux de bipoutres. 324 à 326 : Montants d'appuis en simple T $\acute{e}$  (324, les emplacements de v $\acute{e}$ rinage sont situés sous l'entretoise sur pile), en T $\acute{e}$  avec deux triangles latéraux (325), avec trois augets (326).



331 et 332 : Zones sur piles de tabliers de hauteur variable. 333 : Pièce de pont sur culée avec emplacements de vérinage. 334 : Blocage parasismique intégré à l'entretoise sur culée. 335 : Réduction de hauteur des poutres principales sur culée pour renfort de dalle. 336 et 337 : Cales biaisées.



341 : Connecteurs en goujons. 342 : Connecteurs en goujons concentrés pour dalle en éléments préfabriqués de pleine largeur. 343 : Connecteurs en cornières. 344 : Contreventement en X par barres. 345 : Contreventement en X par cornières. 346 : Contreventement en X par tubes.



351



352



353



354



355



356



357

351 : Caisson simple entièrement assemblé sur site avant mise en place. 352 : Tôle de fond raidie par trois augets. 353 : Découpe de l'âme d'un cadre autour d'un auget. 354 : Tôle de fond raidie par des Tés. 355 : Tés de lancement. 356 : Intérieur d'un caisson fermé raidi en haut et en bas par des Tés. 357 : Caisson à pièces de pont fermé.



361



362



363



364



365



366



367

361 : Charpente constituée de deux caissons fermés reliés par des pièces de pont. 362 : Diaphragme sur pile. 363 à 365 : Diaphragmes sur culées. 366 à 367 : Oreilles de diaphragmes sur culées.



371



372



373



374



375



376

371 : Contreventement provisoire d'un caisson ouvert. 372 : Contreventement laissé en place d'un caisson ouvert équipé d'une tôle formant coffrage perdu. 373 : Caisson à pièces de pont et bracons en cours de lançage. 374 et 375 : Consols de pièces de pont soutenues par bracons cylindriques. 376 : Nœud de liaison architecturé entre console de pièce de pont et bracon cylindrique.



# Chapitre 4

## Transport et montage de la charpente

►► Ce chapitre présente les modalités de transport et de montage de la charpente métallique d'un ouvrage mixte de type bipoutre, multipoutre ou caisson. La première partie traite du transport de la charpente métallique de l'usine vers le chantier. La deuxième partie aborde le montage de la charpente selon diverses méthodes, aux premiers rangs desquelles le lancement et la mise en place à la grue. Les troisième et quatrième parties sont quant à elles consacrées à la mise sur appuis définitifs et aux éventuelles dénivellations d'appui.

### 1 - Transport de la charpente

#### 1.1 - Considérations générales

La conception des ponts mixtes est conditionnée par les méthodes de fabrication. La particularité de ces ouvrages provient du fait que l'acier est élaboré dans une usine sidérurgique, que ses produits sont transformés dans une usine de construction métallique et que le montage définitif s'effectue sur le site. Il faut ainsi notamment prévoir le transport des éléments de charpente entre l'usine et le chantier.

Les contraintes dimensionnelles inhérentes au transport obligent à réaliser l'ouvrage en tronçons élémentaires qu'il convient d'assembler ensuite sur le site. Ceci explique l'importance des techniques d'assemblage et leur incidence sur l'économie globale du projet.

De façon générale, il est intéressant de préfabriquer en usine des tronçons de la plus grande dimension possible (en longueur pour les poutres, en largeur surtout pour les caissons), afin de réduire le nombre de joints à réaliser sur chantier. En effet, ces joints sont réalisés dans des conditions inévitablement plus difficiles qu'en usine (conditions atmosphériques moins favorables, aléas), d'où leur coût supérieur à qualité constante et des risques plus importants de non-respect de la qualité.

Dans la pratique, la longueur des tronçons réalisés en atelier résulte de la recherche d'un optimum technico-économique entre les dimensions des pièces en usine (à maximiser), le coût total du transport – y compris escortes des convois exceptionnels, aménagements d'itinéraires, manutentions sur chantier, etc. – (à minimiser) et le coût du montage sur site (nombre de joints à réaliser, puissance des matériels de mise en place, etc.), également à minimiser.

Les dimensions et poids limites des tronçons sont fixés par :

- la capacité des usines de construction ;
- le procédé de montage utilisé ;
- les dimensions de l'aire de montage (déchargement, stockage, manutention...) ;
- la capacité des engins de levage disponibles aux éventuels points de rupture de charge et sur le chantier ;
- et, le plus souvent, par le(s) moyen(s) de transport utilisable(s) (gabarits routiers, ferroviaires, fluviaux...).

Les conditions de transport doivent être étudiées dès la conception d'un projet. Les conditions d'accès au site peuvent en effet rendre certaines solutions techniquement impossibles ou économiquement exorbitantes.

En tout état de cause, la charpente métallique peut être acheminée selon plusieurs modes de transport (cf. figure 4.1) :

- le transport par voie routière ;
- le transport par voie ferroviaire ;
- le transport par voie fluviale ou maritime.

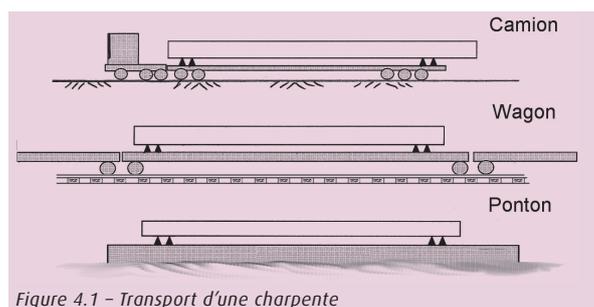


Figure 4.1 - Transport d'une charpente

Outre les spécificités propres à chaque type de transport, le recours à un mode plutôt qu'à un autre peut être dicté par des facteurs spécifiques à chaque industriel, tels que :

- l'accès privilégié de certains sites industriels à certains modes de transport (voie fluviale, embranchement ferroviaire...);
- le fait qu'un mode de transport peut être, à un moment donné, moins onéreux qu'un autre.

## 1.2 - Transport par voie routière

Le transport par voie routière est le moyen le plus souvent retenu par le constructeur métallique. En effet, il constitue le moyen le plus souple puisqu'il permet d'atteindre pratiquement tous les sites.

Dans la majorité des cas, le transport routier est assuré par convois exceptionnels. En effet, les dimensions des colis à transporter excèdent généralement les limites autorisées par le Code de la route (jusqu'à 2,55 m en largeur, 18,75 m en longueur et 40 t en poids).

Le tableau ci-dessous rappelle les caractéristiques maximales (poids total roulant, longueur hors tout, largeur hors tout) des trois catégories de convois exceptionnels.

Caractéristiques du convoi	Première catégorie	Deuxième catégorie	Troisième catégorie
Longueur hors tout	$\leq 20$ m	$20 \text{ m} < L \leq 25$ m	$> 25$ m
Largeur hors tout	$\leq 3$ m	$3 \text{ m} < l \leq 4$ m	$> 4$ m
Poids total roulant	$40 \text{ t} < M \leq 48$ t	$48 \text{ t} < M \leq 72$ t	$M > 72$ t

Tableau 4.1 - Caractéristiques des catégories de convois exceptionnels

Les convois exceptionnels utilisés sont généralement de 1<sup>ère</sup> ou de 2<sup>ème</sup> catégorie, mais, pour les gros colis, on peut avoir recours aux convois de 3<sup>ème</sup> catégorie.

Les limites les plus courantes des pièces transportables par convois exceptionnels sont indiquées dans le tableau 4.2 :

	Cas où la longueur est privilégiée	Cas où la largeur est privilégiée
Longueur	33 - 35 m	25 - 27 m
Largeur	3 m environ	5 à 6 m

Tableau 4.2 - Limites courantes des pièces transportables par convois exceptionnels

Cependant, des colis de longueur supérieure restent transportables, pour autant que leur largeur reste réduite

(par exemple, tronçons de poutres individuelles). La longueur maximale des colis se situe ainsi autour de 40 mètres.

Le poids des colis s'avère rarement limitant et atteint couramment 70 à 80 tonnes. Des colis atteignant une centaine de tonnes ont déjà été constitués, notamment pour la construction du viaduc de Verrières et du second pont sur le Rhône, à Valence.

Lors de l'étude d'exécution, une reconnaissance préalable du parcours suivi par le convoi est indispensable pour en vérifier la faisabilité (gabarit des passages supérieurs, charge admissible des ouvrages d'art, franchissement d'éventuels passages à niveau, d'agglomérations avec des routes étroites, rayons de courbure sévères des virages, impossibilités de déport, obstacles particuliers tels que poteaux électriques, etc.). Pour la vérification du gabarit des passages routiers, il faut considérer que la hauteur des remorques est de l'ordre de 1 m.

Les charpentes de type bipoutre ou multipoutre sont en général trop encombrantes pour être transportées intégralement montées. On doit donc assembler sur le site les poutres principales, en général transportées debout pour simplifier le déchargement sur chantier, et leurs éléments transversaux.

Les charpentes de type caisson sont beaucoup plus délicates à assembler sur le site. Il faut donc essayer de concevoir des caissons pouvant être transportés d'un seul tenant dans le sens transversal, en optimisant notamment l'entraxe de leurs âmes et, si besoin, en excentrant légèrement leurs semelles supérieures vers l'intérieur.

Lorsque la largeur d'un caisson est trop importante pour permettre son transport d'un seul tenant, on est amené à acheminer la charpente sur le chantier par demi-caissons. Si la hauteur du caisson est trop importante, il est envisageable, dans certaines conditions, de poser l'âme des demi-caissons à plat sur la remorque. Le retournement en position verticale s'effectue alors sur le site au moyen d'un portique.

## 1.3 - Transport par voie fluviale ou maritime

Le transport par voie fluviale ou maritime est particulièrement économique mais demeure assez rarement employé car il nécessite l'existence d'un quai de chargement à proximité immédiate de l'usine de construction métallique et la proximité du site du chantier à la voie d'eau empruntée. Il doit en outre être compatible avec la méthode de montage de la structure sur le site.

Ce mode de transport est celui par lequel on peut transporter les plus gros colis (éventuellement travées entières ou ouvrages complets). On notera toutefois que

dans le cas d'un transport international par conteneurs, le colisage des tronçons de charpente est imposé par les dimensions standardisées des conteneurs. Ainsi, avec des conteneurs de 40 pieds dont les dimensions intérieures L×l×h sont de 12 m×2,33 m×2,35 m, la longueur des colis est limitée à 12 m et leur poids à 26 tonnes.

En transport fluvial, les limites dimensionnelles sont fixées par les caractéristiques des voies navigables utilisées, la taille des écluses et les gabarits de navigation au passage des ponts.

Le tableau 4.3 rappelle la classification des voies navigables fluviales européennes décidée lors de la Conférence Européenne des Ministres des Transports en 1992 (CEMT 92) et précise les longueur et masse maximales autorisées pour chaque classe, ainsi que la hauteur libre sous les ponts pour les projets d'infrastructures neuves. Il est à noter que les gabarits en hauteur indiqués ne sont pas nécessairement respectés pour les ouvrages existants.

## 1.4 - Transport par voie ferrée

Le transport par voie ferrée peut s'avérer pertinent si les usines du constructeur métallique et le site de l'ouvrage sont tous deux situés à proximité d'une voie ferrée équipée d'un quai permettant le chargement et le déchargement de la charpente (limitation des ruptures de charges). En outre, il faut disposer d'une importante capacité de stockage sur le chantier, un convoi ferroviaire n'étant rentable que s'il transporte un grand nombre de tronçons de charpente.

Les caractéristiques maximales des colis transportables par voie ferrée sont les suivantes :

- poids maximal d'une centaine de tonnes avec des wagons à essieux multiples ;
- longueur maximale proche de 40 m, avec des wagons relais plus courts intercalés entre deux wagons classiques ;
- hauteur maximale de 2,50 m (4 m de gabarit dont 1,50 m déjà occupés par le plan de chargement).

La largeur maximale dépend de la longueur (par exemple, 1,30 m pour une longueur de 50 m).

Ces dimensions en longueur, largeur et hauteur sont évidemment interdépendantes et, pour s'assurer de la faisabilité d'un transport par ce mode, il est indispensable de s'informer auprès du service des transports exceptionnels de l'opérateur ferroviaire.

Au moment de la rédaction du présent guide, le transport ferroviaire était dans la pratique assez rarement employé du fait notamment des limitations de gabarits, d'un coût plus élevé et d'une souplesse inférieure à celle du transport routier.

## 1.5 - Précautions particulières à prendre pendant le transport

Les phases de manutention et de transport doivent être étudiées avec soin.

Préalablement au transport, les tronçons de poutres doivent avoir intégralement reçu leur habillage (raidisseurs...). Dans tous les cas, il faut veiller à raidir suffisamment les poutres avant transport, à caler convenablement les pièces au droit des montants verticaux et à les immobiliser.

	Classe CEMT	Longueur l (m)	Masse m (t)	Gabarit en hauteur (m)
Voies navigables d'intérêt régional	I	40	180-400	3 ou 4 (1)
	II	50-60	400-650	3 ou 4-5 (1)
	III	60-80	650-1 000	4 ou 4-5 (1)
Voies navigables d'intérêt international	IV	80-85	1 000-1 500	5,25 ou 7 (1, 2)
	Va	95-110	1 500-3 000	5,25 ou 7 ou 9,10 (2, 3)
	Vb	170-185	3 200-6 000	5,25 ou 7 ou 9,10 (2, 3)
	VIa	95-110	3 200-6 000	7 ou 9,10 (2, 3)
	VIb	140-195	6 400-12 000	7 ou 9,10 (2, 3)
	VIc	195-280	9 600-18 000	9,10 (2, 3)
	VII	285	14 500-27 000	9,10 (2, 3)

Tableau 4.3 - Classification des voies navigables fluviales européennes selon CEMT 92

(1) Selon que l'on se situe à l'est ou à l'ouest de l'Elbe (gabarit minimal à l'est de l'Elbe).

(2) Tient compte d'une marge de sécurité de 30 cm entre le point le plus haut du bateau ou de son chargement et la hauteur libre sous les ponts.

(3) 5,25 m pour les bateaux transportant deux niveaux de conteneurs, 7 m pour les bateaux transportant trois niveaux de conteneurs et 9,10 m pour les bateaux transportant quatre niveaux de conteneurs.

Les éléments doivent être justifiés dans leurs conditions d'appui provisoires. En particulier, dans le cas d'éléments longs transportés sur deux trains à pneus indépendants, on doit vérifier la résistance de la charpente sous l'effet de son poids propre.

Les effets dynamiques et un parcours long peuvent engendrer dans certains cas des phénomènes de fatigue car les tôles et les assemblages sont sensibles aux sollicitations alternées et aux concentrations d'efforts. Une attention toute particulière doit être portée aux points de report de charge. Les nœuds d'étagage peuvent créer des concentrations de contraintes dans certaines pièces voisines qui sont déjà sollicitées à la fatigue ; il s'ensuit des risques de fissuration. Aussi convient-il de réaliser à l'arrivée du colis un contrôle visuel des cordons de soudure des pièces transportées.

Une inspection visuelle doit également permettre de détecter d'éventuelles dégradations des couches de peinture appliquées en usine pour la protection anticorrosion ou d'éventuelles détériorations liées à des chocs lors de la manutention et du transport.

Les poutres en I doivent être transportées debout (sauf problème de gabarit imposant un transport à plat). Elles doivent être équipées d'étais reliant les membrures pour éviter le déversement et le renversement. En revanche, les caissons peuvent être transportés à plat car leur inertie transversale, bien plus importante que celle des poutres en I, permet cette position pour le transport.

## 2 - Montage de la charpente

### 2.1 - Généralités

Le coût du montage sur chantier, y compris le transport, représente de 20 à 40 % du coût de la charpente et constitue le poste de dépenses qui recèle le plus d'aléas pour l'entreprise.

Dès le stade de la conception, il convient donc de s'interroger sur les méthodes de montage possibles et d'examiner les problèmes qu'elles peuvent poser. Ceci permet de proposer un type de structure et un mode de montage compatibles et adéquats. Au stade de l'appel d'offres, un principe de montage est indiqué dans le DCE mais celui-ci est rarement contractuel et l'entreprise peut le modifier et, notamment, l'adapter aux moyens dont elle dispose.

La rapidité d'exécution et la minimisation des durées d'interruption de la circulation des voies franchies constituent dans certains cas des critères déterminants pour le choix d'un mode de montage.

Suite à la fabrication à proprement parler des tronçons en usine, le montage des structures métalliques comporte plusieurs opérations élémentaires :

- l'assemblage provisoire des tronçons en usine ;
- l'assemblage des tronçons sur site ;
- la mise en place de la charpente à l'aplomb de sa position définitive.

#### 2.1.1 - Assemblage provisoire des tronçons en usine

Pour les ouvrages de géométrie complexe (caissons, ouvrages courbes ou biais ou de largeur variable), il est indispensable de prévoir dans le marché la réalisation d'un montage à blanc, c'est-à-dire d'un montage provisoire en usine de tout ou partie de l'ouvrage.

L'opération consiste à présenter les éléments de charpente bout à bout, calés sur des bancs, dans les positions relatives assignées par les dessins d'exécution et tenant compte de la contre-flèche de fabrication, de la courbure en plan et du dévers, puis à les ajuster de façon à ce que les bords à souder des joints de chantier présentent bien la forme, les dimensions et les jeux prévus. Ces éléments reçoivent alors un dispositif de clamage qui permet de retrouver sur chantier les positions relatives des différents tronçons (cf. figure 4.2).

Pour les ouvrages de géométrie simple (bipoutre droit de largeur constante), le contrôle géométrique effectué par l'entreprise pendant toutes les phases de fabrication et consistant à vérifier la conformité des tolérances dimensionnelles, peut permettre de réaliser un montage à blanc virtuel. Dans le cas où l'entreprise serait capable de démontrer qu'elle dispose d'une maîtrise suffisante de ce procédé, le recours à un montage à blanc « physique » ne serait pas indispensable. On pourra toutefois demander un montage à blanc des premiers éléments pour valider le contrôle géométrique en usine.

#### 2.1.2 - Assemblage des tronçons sur site et mise en place de la charpente

Les techniques de montage les plus utilisées sont le lançage et le grutage mais d'autres méthodes, comme le ripage et le hissage, sont évoquées à la fin de ce chapitre. En effet, bien que beaucoup plus rarement employées, ces dernières peuvent s'avérer les plus appropriées dans certaines situations.

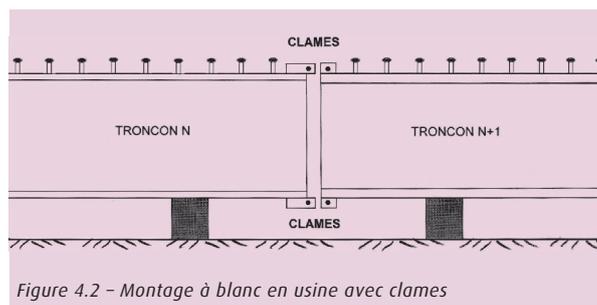


Figure 4.2 - Montage à blanc en usine avec clames

## 2.2 - Montage par lançage

### 2.2.1 - Principe du lançage

Le lançage est la méthode de montage la plus fréquemment utilisée. Il est envisageable pour une portée déterminante pouvant atteindre 80-90 m pour un ouvrage isostatique et 130-140 m pour un ouvrage hyperstatique.

Son principe consiste à faire cheminer la charpente sur les appuis jusqu'à sa position définitive, après sa reconstitution en tout ou partie sur une aire d'assemblage située à l'arrière de l'une ou des deux culées (cf. figure 4.3).

Pour réduire les efforts de porte-à-faux, une structure métallique provisoire appelée « avant-bec » est fixée à l'avant de la charpente.

Le déplacement de la charpente peut être assuré par roulement, à l'aide de chaises à galets, ou par glissement, à l'aide de patins, l'effort nécessaire étant exercé en général par des treuils, plus rarement par des vérins avealers de câbles ou un bâti de poussage.

La charpente est lancée à un niveau supérieur à son niveau définitif, sur des appuis provisoires, appelés « camarteaux », constitués par un empilement de profilés en I ou en H convenablement raidis et contreventés. Une fois la charpente amenée à l'aplomb de ses appuis définitifs, on la descend sur appuis provisoires de bétonnage (cf. partie 3 du chapitre 4 « Mise sur appareils d'appui provisoires de bétonnage et mise sur appuis définitifs »).

Après bétonnage de la dalle, le tablier est descendu sur appuis définitifs.

### 2.2.2 - Géométries de charpente lançables

De façon générale, pour pouvoir être lancée, une charpente doit présenter un tracé en plan qui est une courbe superposable à elle-même par rotation ou translation (droite ou cercle).

En cas de courbure en plan, il est ainsi souhaitable que le rayon de courbure soit constant, mais le lançage d'une charpente de courbure légèrement variable reste cependant envisageable.

Par ailleurs, il est possible de lancer des charpentes de hauteur ou de largeur constante ou variable.

Les précautions particulières à prendre pour le lançage d'une charpente présentant une géométrie complexe (hauteur variable, largeur variable, courbure variable, etc.) sont détaillées par la suite.

Bien entendu, il est conseillé d'éviter au maximum les géométries de charpente combinant plusieurs difficultés (par exemple, hauteur variable et tracé en plan peu adapté), car de telles configurations rendent les opérations de lançage très onéreuses mais surtout beaucoup plus délicates, voire impossibles.

Lorsque le profil en long est constitué d'une pente rectiligne suivie par un arc de parabole, on peut lancer la charpente depuis une seule culée si le rayon de la parabole n'est pas trop faible au regard de la hauteur de la poutre. En effet, des dénivellations d'appui sont induites en cours de lançage par le fait que la courbe de lançage n'est pas superposable à elle-même, mais les contraintes qui en résultent dans la charpente restent modérées, ce qui ne nécessite pas de renforcement structurel. Dans le cas contraire, si la souplesse intrinsèque de la charpente ne lui permet pas de reprendre les déformations engendrées, on peut être amené à lancer depuis les deux culées, ce qui renchérit presque toujours cette opération.

### 2.2.3 - Aire d'assemblage et de lançage

#### Généralités

Pour le lançage, il faut disposer d'une aire d'assemblage et de lançage dans le prolongement de l'une des culées (dans le cas d'un lançage d'un seul côté) ou des deux culées (dans le cas de lançages des deux côtés).

Quand on peut indifféremment lancer à partir des deux culées, on préfère en priorité lancer selon la pente ascendante, pour des questions de sécurité évidentes. Lorsque cela n'est pas contradictoire avec ce qui précède, il est recommandé de lancer du côté correspondant à la travée de rive la plus courte, *a fortiori* si l'ouvrage comporte deux travées.

L'aménagement d'une aire d'assemblage aux deux extrémités de l'ouvrage est coûteux. C'est pourquoi on lance généralement l'ouvrage d'un seul côté, le lançage des deux côtés étant à réserver aux cas particuliers tels que : tabliers assez longs, de hauteur fortement variable, ouvrage rectiligne sur une portion et courbe en plan sur une autre, ouvrage courbe avec point d'inflexion...

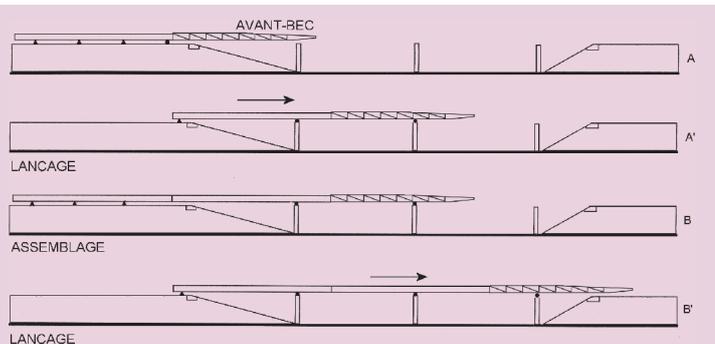


Figure 4.3 - Principe du lançage d'une charpente

Le cas de la construction d'un ouvrage intégré à une voie nouvelle est particulièrement favorable. En réalisant au moment opportun les remblais d'accès, on dispose d'une plate-forme d'assemblage de bonne qualité sans dépense supplémentaire.

### Caractéristiques requises pour l'aire d'assemblage

La géométrie de l'aire de lançage située dans le prolongement de l'axe de l'ouvrage, doit être rigoureusement respectée sur le chantier, aussi bien en plan qu'en profil en long.

La longueur minimale de l'aire d'assemblage est sensiblement égale à :

- deux fois la portée de la travée de rive contiguë, pour des raisons évidentes d'équilibre statique (dans le cas contraire, il faut avoir recours à des palées provisoires) ;
- la somme de la portée de la première travée de rive à franchir et de la longueur de l'avant-bec.

La longueur optimale de l'aire d'assemblage est celle qui permet de lancer en une seule fois les tabliers de longueur courante ou de minimiser le nombre de phases de lançage des ouvrages longs. Les maîtres d'ouvrage ont ainsi souvent intérêt à mettre à la disposition des entreprises des aires de grandes dimensions.

La largeur de l'aire d'assemblage doit permettre l'accès des engins de transport et de levage pour le déchargement, le stockage et l'assemblage des tronçons. Une piste d'accès continue le long de la charpente en cours d'assemblage est donc indispensable dans la zone de déchargement. Sa largeur doit être au moins égale à l'encombrement hors-tout de la charpente (y compris les éventuelles consoles de pièces de pont) augmenté de 1,50 à 2 m de chaque côté, l'idéal étant de disposer d'une largeur de 8-10 m d'un côté pour le passage des camions et des grues ainsi que pour l'encombrement des patins de stabilisation des grues (cf. figure 4.4).

Le niveau altimétrique de l'aire doit être le plus proche du niveau de la face supérieure du chevêtre de la culée pour ne pas lancer la charpente trop haut par rapport à son niveau définitif.

Quand les accès à l'ouvrage sont en remblais, il suffit de réaliser ces remblais en deux phases : la première les

arrête au niveau requis pour le lançage et la seconde les amène, après construction des murs garde-grève, à leur niveau définitif.

Si les accès sont en déblais, il convient d'estimer la solution la plus avantageuse sur le plan économique entre le décaissement – qui peut s'avérer extrêmement onéreux en terrain rocheux, par exemple – et le lançage à un niveau très élevé.

Du fait de la circulation de convois exceptionnels très lourds et de l'importance des charges exercées par les appuis de lançage sur la plate-forme, les matériaux constitutifs de l'aire de lançage et leur niveau de compactage doivent être choisis et contrôlés avec soin.

L'aire d'assemblage doit être accessible aux moyens de transport et de déchargement de la charpente. Les caractéristiques couramment requises pour les accès sont les suivantes :

- pente maximale de 5 % ;
- rayon minimal en plan de 25 m ;
- extérieur des virages dégagé sur 5 m ;
- capacité portante : charge totale de 110 tonnes environ, charge à l'essieu de 10 tonnes.

### Assemblage de la charpente sur l'aire

Sur l'aire d'assemblage, les tronçons sont pris en charge depuis le convoi de transport par l'intermédiaire d'élingues accrochées à des oreilles soudées sur les semelles supérieures des poutres. Ils sont ensuite posés sur des calages appelés « camarteaux », nivelés avec soin et disposés de façon à ce que les flèches et les rotations aux extrémités des tronçons soient égales, en vue d'assurer un parfait raboutage par soudure. Les tronçons limités à des poutres, s'ils sont instables dans le sens transversal, sont provisoirement maintenus en sécurité, par exemple à l'aide de tire-fort ou de butons.

Dans le cas des bipoutres, on commence par assembler chaque poutre principale. Ces assemblages se font par soudure bout à bout en commençant par les soudures des semelles, et en terminant par l'âme de façon à limiter le bridage induit par le retrait de soudure (cf. figure 4.5).

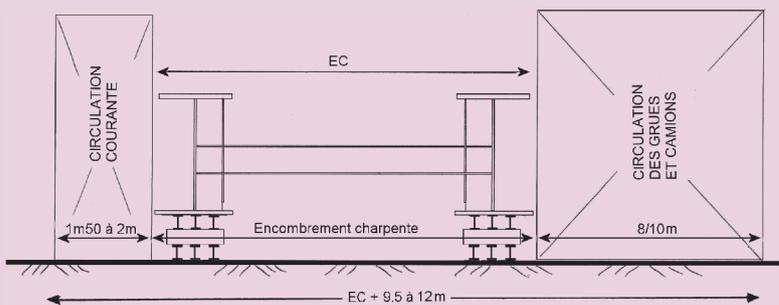


Figure 4.4 - Largeur idéale de l'aire d'assemblage

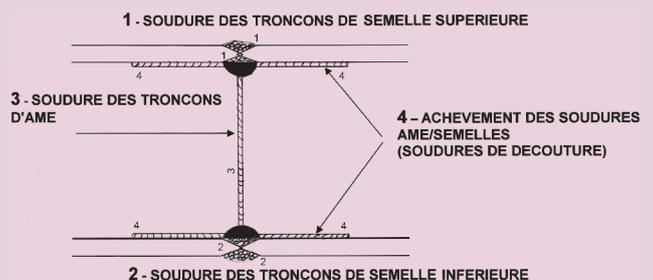


Figure 4.5 - Phasage de mise en œuvre des soudures d'assemblage bout à bout des poutres d'un bipoutre (les étapes 1 et 2 peuvent être inversées)

On positionne ensuite les éléments transversaux (entretoises ou pièces de pont) et on les assemble aux tronçons de poutre par soudure de pointage. Ces éléments assurent alors la stabilité de l'ensemble et les dispositifs ayant assuré le maintien provisoire peuvent être démontés.

Dans le cas des caissons, si les tronçons sont livrés en pleine largeur avec l'ensemble de leurs éléments transversaux – ce qui constitue le cas courant – il ne reste plus qu'à procéder à leur raboutage. Dans le cas contraire, il faut au préalable reconstituer la section transversale, ce qui nécessite une onéreuse soudure longitudinale de la tôle inférieure.

Lorsque des clames ont été soudées en usine, ce qui est toujours le cas lorsqu'un montage à blanc physique a été effectué, le boulonnage des clames de l'extrémité droite du tronçon n avec celles de l'extrémité gauche du tronçon n + 1 facilite la reconstitution de la géométrie souhaitée.

Une fois totalement assemblée, la charpente est mise en place sur le système de lançage par vérinages successifs. Les phases de vérinage et de dévérinage sur les différentes lignes d'appui, nécessaires à ce transfert, sont menées en assurant une simultanéité des déplacements sur une même ligne d'appui, les vérins étant couplés à la même centrale hydraulique et actionnés en même temps tout en étant asservis en déplacement.

## 2.2.4 - Lançage par roulement sur chaises à galets

### Principe et détails technologiques

Dans la majorité des lançages, la charpente roule sur des chaises à galets. Constitués d'un bâti et de galets en acier, ces dispositifs permettent le roulement de la charpente avec un frottement très faible et une bonne transmission des efforts aux appuis.

Il existe deux types de chaises à galets (cf. figure 4.6) :

- les chaises à galets à balanciers, articulées à leur base pour permettre aux galets, disposés en général par paires, d'être toujours en contact avec la membrure inférieure, quel que soit son profil en long ;

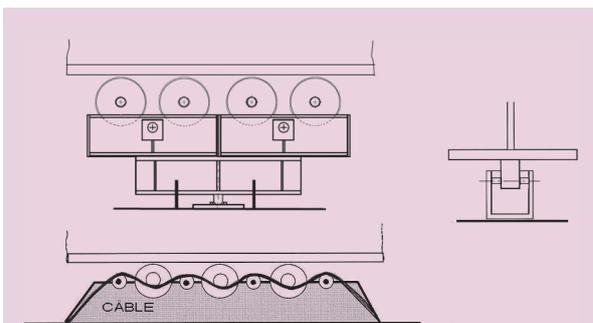


Figure 4.6 - Chaises à galets : en haut, à balancier ; en bas, à câble

- les chaises à galets à câble, dans lesquelles les axes des galets s'appuient sur un câble sans fin mis en tension, qui assure une répartition uniforme des charges sur les galets.

Les chaises à balanciers sont de loin les plus fréquemment utilisées. Il semble que les entreprises ne recourent plus que rarement aux chaises à câble.

Le nombre de galets à prévoir sous chaque âme dépend des charges à reprendre, étant entendu que la capacité des galets couramment utilisés est de 40 à 60 tonnes par galet mais peut atteindre 100 tonnes sur certaines chaises à balanciers. Le nombre de galets par chaise à câble est actuellement limité à six. Pour les chaises à balanciers, le nombre de galets peut aller jusqu'à douze. Les charges sur les galets (pression de contact, dite pression de Hertz) doivent être vérifiées.

Le tableau 4.4 donne des ordres de grandeur de l'encombrement des chaises à galets à balanciers.

Type	Encombrement en longueur	Encombrement en hauteur
Chaises à 2 galets	1,30 m	0,50 m
Chaises à 3 galets	1,80 m	0,90 m
Chaises à 4 galets	De 3,00 à 3,30 m	1,25 m
Chaises à 6 galets	De 3,50 à 4,00 m	De 1,00 à 1,60 m
Chaises à 8 galets	De 4,00 à 4,50 m	De 1,00 à 1,60 m

Tableau 4.4 - Dimensions indicatives des chaises à galets à balanciers

Les chaises à galets s'appliquent parfaitement aux charges moyennes (300 tonnes par appui environ) et surtout aux grandes vitesses de lançage.

### Précautions pour le lançage

Sur l'aire de lançage, les chaises à galets sont appuyées sur des camarteaux et, sur appuis, elles sont soit fixées sur des camarteaux, soit directement brélées en tête d'appui afin d'éviter leur chute accidentelle lors de manœuvres présentant des effets dynamiques, telles que l'accostage des appuis. Il est recommandé que ces dispositifs, aussi bien les chaises à galets que les camarteaux, soient complétés par un contreventement transversal à l'aide de bracons pour s'opposer aux efforts tangentiels.

Le contact chaise-charpente doit être concentré sous les semelles inférieures à l'aplomb de l'âme afin de faire transiter la réaction d'appui directement par l'âme. Si ce

contact se trouvait excentré de l'âme, la semelle inférieure des poutres en I subirait une importante rotation latérale. Dans le cas d'un caisson, lorsque les appareils de lançage doivent être placés transversalement assez loin de l'axe des âmes, on prévoit au droit de l'appui de lançage un profilé en té, appelé « té de lançage » (cf. chapitre 3, « Conception détaillée »).

Les dispositifs de lançage doivent être réglés de façon à assurer une parfaite répartition des charges sur les différents appuis. Une mauvaise répartition des charges sur les galets d'une même chaise ou entre les chaises d'une même ligne d'appui peut en effet impliquer une augmentation significative des efforts dans une âme non dimensionnée en conséquence.

Lors de chaque arrêt entre deux phases de lançage, les mouvements accidentels de la charpente doivent être empêchés, par exemple en insérant des coins métalliques entre la semelle inférieure et la chaise.

## 2.2.5 - Lançage par glissement sur patins

### Généralités

Certains constructeurs se sont récemment orientés vers des systèmes de patins assurant le glissement de l'ossature.

Ces systèmes font appel à l'un ou l'autre des principes suivants :

- glissement de la membrure inférieure de la charpente sur des patins liés aux appuis ;
- glissement sur les appuis de patins solidaires de la membrure inférieure de la charpente.

Le premier système est le plus fréquent car il correspond aux ouvrages de petites et moyennes dimensions.

Le second système est moins utilisé et correspond à des charpentes lourdes ou lancées avec une partie de la dalle. Il est employé afin de pouvoir toujours disposer les patins au droit de montants et raidisseurs verticaux, de manière à éviter l'apparition du phénomène de voilement sous des charges concentrées particulièrement importantes.

### Cas où la charpente glisse sur des patins liés aux appuis

Les appuis sont équipés de chaises articulées sur grain dénommées « balançoires », disposées sous chaque poutre, qui permettent d'absorber les rotations de la charpente métallique en cours de lançage (cf. figure 4.7). Sur l'aire de lançage, ces chaises sont posées sur des camarteaux ; sur appuis, elles sont soit fixées directement en tête d'appui, soit posées sur des camarteaux.

Pour assurer le glissement au cours du lançage, plusieurs configurations sont possibles :

- soit des patins en PTFE sont introduits entre les balançoires et les semelles inférieures des poutres, auquel cas la face supérieure des balançoires est revêtue d'une surface polie en acier inoxydable afin de diminuer le coefficient de frottement (les éléments de glissement peuvent en outre être lubrifiés au savon ou à la graisse). Les patins de PTFE sont récupérés à l'avant et réintroduits au fur et à mesure de l'avancement ;
- soit les balançoires sont déjà munies sur leur face supérieure d'une feuille de PTFE collée sur un appareil d'appui en élastomère et la semelle inférieure de la charpente glisse alors sur les chaises à l'aide d'un lubrifiant, tel que du savon noir, ou d'une graisse, afin de diminuer le coefficient de frottement. Une feuille d'acier inox peut également être intercalée entre la charpente et la chaise en lieu et place d'un graissage.

Il est à noter que certains constructeurs font glisser les semelles inférieures – peintes – des poutres directement sur le PTFE des patins, sans avoir recours à des « savonnets ».

Les longueurs de balançoires sont adaptées suivant la valeur des réactions d'appui ; on peut retenir que les balançoires peuvent reprendre environ 450 t/ml (pour le lançage exceptionnel du viaduc de Verrières, la longueur des balançoires les plus chargées atteignait 3,80 m). Un système de ressorts permet aussi d'assurer une bonne répartition de la charge sur la longueur d'appui.

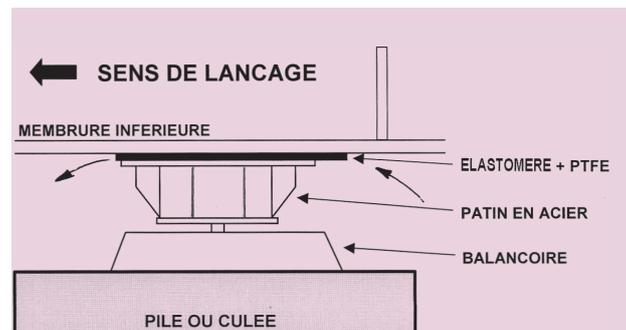


Figure 4.7 - Patins de glissement liés aux appuis

### Cas du glissement sur les appuis de patins solidaires du tablier

Dans ce cas de figure, le tablier est fixe par rapport aux patins de glissement, c'est-à-dire que le patin est lié provisoirement à l'ossature au droit d'un montant (cf. figure 4.8). Ces patins sont munis sur leur face inférieure d'un appareil d'appui en élastomère en dessous duquel est fixée une feuille en PTFE. Sur l'aire de lançage, les patins s'appuient et glissent sur des longrines en béton dont la face supérieure est revêtue d'une feuille en acier inoxydable. Les têtes d'appui sont également munies d'un chemin de glissement en acier inoxydable sur lequel cheminent les patins.

La charpente est alors tractée ou poussée jusqu'à parvenir en fin de course, puis prise en charge par des vérins de façon à pouvoir ramener les patins dans leur position de départ. La charpente est alors redescendue sur ces derniers de façon à pouvoir démarrer un nouveau cycle de traction ou de poussage.

Cette technique impose que les chevêtres des appuis soient de grandes dimensions.

#### Autres points

Les dispositifs de glissement sur patins présentent l'avantage d'offrir une plus grande surface de contact, ce qui autorise une plus grande latitude transversale au lançage ainsi qu'une capacité portante plus importante qu'avec des chaises à galets (caractéristique indispensable dans le cas du lançage avec la dalle, par exemple).

### 2.2.6 - Traction de la charpente par treuils

Dans la grande majorité des cas, la charpente est déplacée par traction à l'aide d'un treuil électrique et d'un câble mouflé (cf. figure 4.9) autant de fois que le nécessite la charge (la moufle est un assemblage de poulies en vue de démultiplier l'effort).

### Treuils de traction

Les treuils de traction présentent généralement une capacité de 10 t par brin (cette capacité pouvant atteindre exceptionnellement 35 t), alors que le câble de traction est couramment mouflé en huit, dix, voire douze brins. La traction développée, égale à la capacité du treuil par brin multipliée par le nombre de brins du mouflage, vaut ainsi environ 100 t dans les cas courants. Elle est destinée à vaincre :

- le frottement de la charpente sur les chaises de lançage ;
- le frottement des câbles de traction dans leurs gorges ;
- la pente générale longitudinale de l'ouvrage ;
- la pente locale de la semelle inférieure au droit de chaque ligne de chaises, qui peut être successivement ascendante, puis descendante, suivant la forme de la contre-flèche et l'éventuelle variation de hauteur des poutres ;
- la pente liée au passage des cales biaises, si celles-ci sont soudées sous les semelles inférieures avant le lançage (ce qui est déconseillé, cf. partie 3 du chapitre 4, « Mise sur appareils d'appui provisoires de bétonnage et mise sur appuis définitifs »).

Dans le cas général où le lançage s'effectue selon la pente ascendante, la pente du profil en long est limitée à 5-6 %, sachant que cette valeur est à moduler en fonction du tonnage à lancer.

Pour l'avancement de l'ouvrage, on amarre :

- une poulie (point fixe) à la culée de lançage (ou exceptionnellement à la première pile) ;
- l'autre poulie (point mobile) à une traverse ou à une queue de traction qui transmet l'effort à la charpente.

Entre ces deux poulies, le mouflage, dont l'un des brins va s'enrouler dans le tambour du treuil de traction, se raccourcit au fur et à mesure de la rotation du treuil, provoquant ainsi l'avancement.

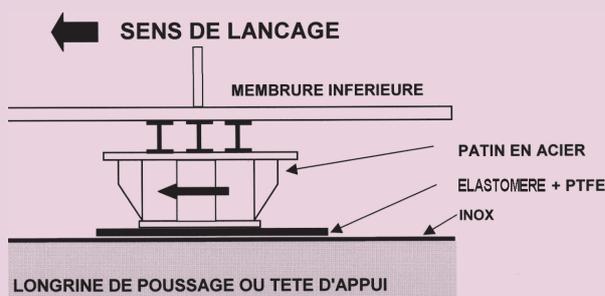


Figure 4.8 - Patins de glissement solidaires du tablier

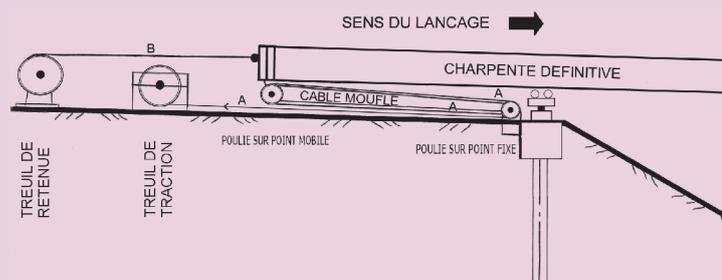


Figure 4.9 - Principe de traction à l'aide d'un treuil

Une queue de traction est une petite charpente métallique provisoire, de quelques mètres de longueur, fixée sur la charpente définitive, à l'extrémité du dernier tronçon assemblé (cf. figure 4.10). En fin de lançage, celle-ci permet d'échapper à l'encombrement du mouflage de traction et facilite la dépose des appareils de lançage. Si un treuil de retenue est prévu, le câble de ce dernier est fixé à la queue de traction.

### Treuil de retenue

En cas de lançage selon la pente descendante, un treuil de retenue électrique est généralement prévu pour retenir la charpente en cas d'incident tel qu'une rupture de câble ou de point d'attache. Il permet en outre d'inverser l'opération de lançage en cas de nécessité et doit être dimensionné en conséquence. La pente du profil en long est dans ce cas limitée à 9-10 %, cette valeur étant à aussi à moduler en fonction du tonnage à lancer.

Dans le cas où le lançage s'effectue selon la pente ascendante, le recours à un treuil de retenue n'est pas systématique, la sécurité pouvant également être assurée en doublant le treuil de traction.

Le treuil de retenue, généralement implanté à l'arrière de la plate-forme, est ancré au moyen d'un corps mort enterré ou stabilisé par un contrepoids à l'arrière.

Entre deux phases de lançage, le treuil de retenue est bloqué.

Pour un ouvrage de hauteur variable, le treuil de retenue est actif chaque fois que la charpente tend globalement à descendre.

En cas de forte pente descendante (viaduc de Monistrol d'Allier, par exemple), il est nécessaire de retenir la charpente en permanence, alors que l'effort requis pour la faire avancer est faible. Le nombre de brins du treuil de traction peut alors être allégé alors que celui du treuil de retenue doit être renforcé. On peut en outre être amené à mettre en œuvre un second treuil de retenue.

### Efforts de frottement

Dans le cas d'un lançage sur chaises à galets, on peut évaluer les efforts horizontaux à 2 à 5 % du poids de la charpente. L'effort de traction à appliquer au démarrage est estimé à 6 à 10 % du poids de la charpente (coefficient de frottement des galets augmenté d'un coefficient de sécurité tenant compte de l'effort nécessaire au décollement de l'ouvrage), sachant que ce coefficient est à majorer ou à minorer en fonction de la pente longitudinale.

Dans le cas d'un lançage sur patins de glissement, les efforts de traction dépendent du coefficient de frottement du PTFE sur l'acier inoxydable, ce coefficient étant fonction décroissante de la pression de contact. On fait diminuer le coefficient de frottement en mettant en œuvre un lubrifiant. L'expérience d'un certain nombre de lançages a montré que, préalablement au glissement, une distorsion de l'appareil d'appui en élastomère fretté se produit avant mise en mouvement. Il convient donc de ne pas sous-estimer l'effort horizontal. En pratique, on considère également un coefficient de frottement égal à 10 % au démarrage du lançage, puis à 5 % une fois le glissement établi.

Afin de déceler toute anomalie (blocage d'un galet, pose à l'envers d'un patin de glissement, etc.), on installe un dynamomètre ou un peson sur le brin mort du mouflage de traction et on surveille l'effort réel de traction.

### 2.2.7 - Traction de la charpente par vérins avaleurs de câbles

Le mouvement de la charpente peut également être assuré par des vérins avaleurs de câbles. Chaque vérin, ancré sur la culée, avale alors un câble de précontrainte fixé à l'arrière du tronçon de charpente à lancer (cf. figure 4.11). En cas de courbure en plan, un déviateur de câble peut être mis en place sur la plate-forme, entre la culée et l'arrière de la charpente.

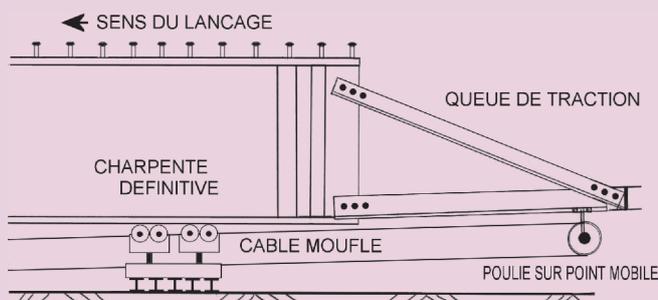


Figure 4.10 - Principe d'une queue de traction

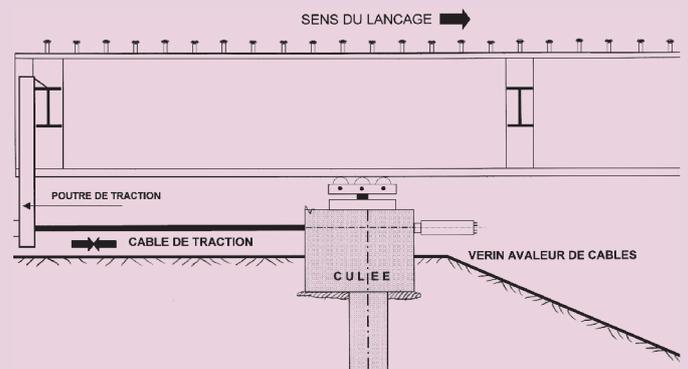


Figure 4.11 - Principe de traction par vérins avaleurs de câbles

Les vérins avaleurs de câbles sont utilisés lorsque les efforts à exercer pour le lançage excèdent 200 à 300 t. Ces vérins peuvent en effet développer des efforts allant jusqu'à 600 t. On peut également être amené à utiliser ce type de matériel lorsque l'on ne dispose pas d'un recul suffisant pour l'installation d'un treuil.

### 2.2.8 - Poussage de la charpente par vérins à double effet

Certaines entreprises ont développé un procédé de poussage inspiré des techniques développées pour le poussage des tabliers en béton précontraint. Ce procédé fait appel à des vérins à double effet poussant la charpente via un bâti de poussage métallique qui y est provisoirement solidarifié et butés sur des longrines en béton armé provisoires (cf. figure 4.12).

Dans ce procédé, la charpente glisse sur les longrines par l'intermédiaire de plaques en élastomère fretté munies sous leur face inférieure d'une feuille de PTFE et glissant sur la face supérieure des longrines revêtue d'une plaque en acier inoxydable préalablement graissée.

Les longrines, au nombre de deux (une sous chaque âme), sont construites dans le prolongement de l'axe en plan de l'ouvrage et doivent être réalisées en respectant scrupuleusement les cotes de nivellement déterminées par les études de lançage. Outre l'appui de la charpente sur l'aire de lançage, les longrines assurent la butée des vérins de poussage. À cet effet, elles comportent, tous les 75 cm environ, des réservations dans lesquelles viennent se loger les butées des vérins.

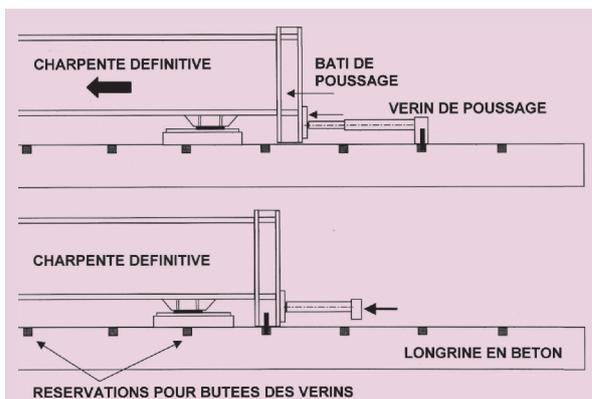


Figure 4.12 - Bâti et longrines de poussage : en haut, le vérin est rentré, en bas, il est en fin de course

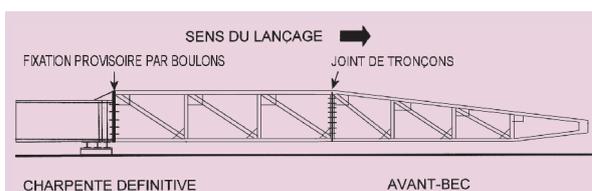


Figure 4.13 - Schéma de principe d'un avant-bec

L'un des avantages de ce matériel de lançage est qu'il évite les fastidieuses manœuvres d'échappement des chaises. En revanche, avec ce matériel, les manœuvres de marche arrière, parfois rendues obligatoires par le maître d'œuvre pour éviter de rester coincé au-dessus de voies circulées, sont nettement plus difficiles qu'avec un système de treuil.

### 2.2.9 - Avant-bec

#### Cas d'emploi

Pour le lançage des travées isostatiques et des travées continues de moyennes et grandes portées, il est indispensable d'utiliser un avant-bec fixé à l'avant de la charpente. Celui-ci remplit en effet trois rôles essentiels :

- l'allègement substantiel de la partie de structure en porte-à-faux, puisque le poids propre d'un avant-bec – de 1 t/ml pour les ouvrages de portées courantes jusqu'à 3 t/ml pour les ouvrages de très grandes portées – est environ trois fois moins important que celui de la charpente ;
- la reprise de l'importante flèche de l'extrémité avant de la charpente, l'intrados de l'avant-bec se relevant vers l'avant pour permettre l'accostage ;
- dans le cas d'un lançage en phase isostatique, la conservation de l'équilibre statique de la structure (il permet en effet d'accoster l'appui suivant avant que ne se produise un basculement).

#### Constitution

L'avant-bec est constitué de poutres entretoisées et contreventées de différentes sortes : en treillis, à âmes pleines ou encore « hybrides » avec une première partie à âmes pleines et l'autre en treillis.

Pour les ouvrages courants, les avant-becs sont composés de tronçons modulables de 5 à 10 m de longueur. Dans ce cas, l'entreprise se contente d'adapter un élément de tête en fonction de la portée de l'ouvrage et de réaliser un élément de jonction pour assurer la liaison avec la charpente.

Pour les ouvrages importants, les avant-becs sont construits sur mesure.

Les poutres constitutives de l'avant-bec sont assemblées sur la charpente définitive le plus souvent par boulonnage à serrage contrôlé sur des platines soudées à l'extrémité avant de la charpente, parfois par soudage. Cette attache doit être suffisante pour reprendre les efforts dus aux charges exercées par les galets ou les patins sur la partie avant du dispositif (cf. figure 4.13).

Du fait de la différence de hauteur entre l'avant-bec et les poutres, il est nécessaire de prévoir des goussets de raccordement à la jonction poutres/avant-bec en vue d'assurer une bonne transmission des efforts.

## Longueur

La longueur de l'avant-bec dépend des portées à franchir.

En première approche, celle-ci doit être telle qu'en configuration de porte-à-faux maximal, la section sur appui soit une section qui se trouve proche d'un appui dans le schéma statique définitif.

Au stade de l'avant-projet, la longueur de l'avant-bec peut être prise égale à la différence entre la portée principale et la portée de la travée de rive contiguë à l'avant-bec. En général, la longueur de l'avant-bec est comprise entre 15 et 40 m. Toutefois, dans certains cas exceptionnels, celle-ci peut atteindre une soixantaine de mètres, comme l'avant-bec de 63,50 m utilisé pour le viaduc de Triel qui présente des travées principales de 124 m de portée.

## Mise en œuvre

L'avant-bec est installé sur l'aire de montage avant le premier lançage. Il est démonté soit avant d'atteindre la culée opposée si le mur garde-grève y a été préalablement construit, soit, dans le cas contraire, ce qui est le cas courant et recommandé, après accostage de cette culée.

Quand il est impossible de prévoir côté culée d'arrivée une aire suffisante pour procéder au démontage de l'avant-bec, celui-ci doit être démonté au fur et à mesure de son passage sur cette culée.

## Autres points

Pour les ouvrages courbes, l'avant-bec est généralement fabriqué à l'aide de tronçons droits en plan, positionnés pour suivre au mieux l'axe de l'ouvrage. Cette disposition conduit à des ruptures angulaires à chaque joint, réalisées à l'aide de cales biaisées et au droit desquelles un contreventement doit être mis en place.

### 2.2.10 - Arrière-bec

#### Cas d'emploi

Dans le cas d'une travée isostatique, il peut s'avérer nécessaire de fixer un arrière-bec à l'arrière de la charpente pendant son lançage. Un arrière-bec permet en effet d'amener en fin de lançage l'extrémité du tablier en place sur la culée de départ tout en échappant à l'encombrement du mouflage de traction. L'arrière-bec peut alors également servir à assurer l'accrochage des dispositifs de traction et de retenue et, le cas échéant, à supporter un lest d'équilibrage.

Le recours à un arrière-bec peut également s'avérer nécessaire :

- quand il faut positionner la chaise d'appui en arrière du mur garde-grève lorsque, pour des raisons diverses, son positionnement sur la culée n'est pas possible ;

- pour délester automatiquement une chaise, facilité particulièrement opportune lorsque la plate-forme est longue et qu'il y a un nombre important de chaises à « échapper » à chaque phase ;
- quand on est contraint de lancer « au travers des piles », c'est-à-dire lorsque l'on ne dispose pas de plate-forme de lançage à l'arrière des culées (cf. paragraphe relatif aux lançages particuliers).

## Constitution

Comme l'avant-bec, l'arrière-bec est une ossature métallique provisoire dont les poutres sont entretoisées, contreventées et fixées à la charpente par soudage ou par boulonnage à serrage contrôlé. Sa longueur courante est comprise entre 5 et 10 mètres (cf. figure 4.14).

Dans le cas de lançages successifs, il faut démonter l'arrière-bec à chaque fin de phase de lançage, pour pouvoir assembler les tronçons suivants de charpente, puis le remonter si nécessaire pour la phase suivante.

### 2.2.11 - Lest ou contrepoids

Quand le lançage comporte des phases isostatiques, on peut être amené à prévoir la mise en place d'un lest à l'arrière de la charpente ou sur l'arrière-bec éventuel. Son poids est déterminé d'une part, pour empêcher le basculement de la charpente avant l'accostage de l'appui et d'autre part, pour limiter les réactions d'appui à des valeurs acceptables.

Ce lest doit être correctement centré sur l'axe de l'ouvrage et bénéficier de dispositifs anti-glisement aussi bien dans le sens longitudinal que transversal. Il est parfois assuré par le coulage d'un tronçon de dalle ou d'une entretoise en béton à l'arrière de la charpente.

### 2.2.12 - Dispositifs de guidage latéral

Un guidage latéral évite que la charpente ne s'échappe des appareils de lançage et garantit que les points d'appui des chaises se trouvent toujours au droit des âmes.

Les éléments assurant le guidage latéral doivent être présents en tête d'au moins deux appuis, dont en général la culée de lançage, sachant que la distance entre les appuis équipés d'un guidage doit être la plus grande

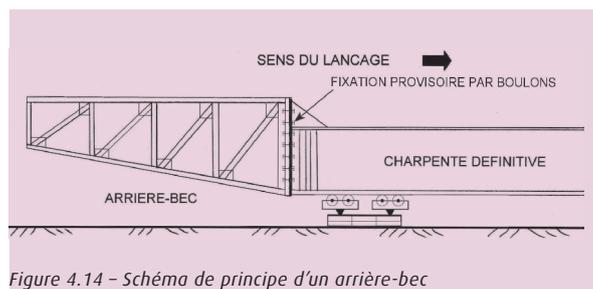


Figure 4.14 - Schéma de principe d'un arrière-bec

possible. Le nombre de points de guidage dépend *in fine* de la vérification des éléments du guidage latéral sous les effets du vent en phase d'arrêt.

Le guidage latéral peut être assuré (cf. figure 4.15) :

- soit par un galet sans gorge d'axe vertical, solidarisé à la chaise à galets et s'appuyant sur le chant de la semelle inférieure (cas n° 1) ;
- soit par un châssis en acier, réglable en largeur et en hauteur, fixé à la balançoire (cas n° 2) ou à un profilé métallique brélé provisoirement en tête d'appui (cas n° 3), ce châssis s'appuyant sur le chant de la semelle inférieure par l'intermédiaire d'un patin en PTFE ;
- soit par l'association d'un rail soudé sous la membrure inférieure et de galets à gorge (cas n° 4), la profondeur de cette gorge devant être inférieure à celle du rail.

Dans le cas du galet d'axe vertical solidarisé à la chaise ou du châssis fixé à la balançoire, le système de guidage latéral ne remplit effectivement son rôle que si la chaise ou la balançoire supporte une charge verticale suffisante. En effet, le frottement latéral est alors très faible par rapport à la réaction d'appui. En revanche, dans le cas d'un délestage (prévu ou intempestif) de l'appui, un effort parasite (biais du treuil, vent latéral...) risque de provoquer le déséquilibre de la chaise ou de la balançoire dans le sens transversal au tablier. Dans ce type de configuration, il peut alors s'avérer nécessaire de disposer

une butée latérale provisoire directement brélée en tête de l'appui considéré.

Par ailleurs, du fait notamment des problèmes liés à la fatigue, la mise en œuvre d'un rail de lançage soudé sous la semelle inférieure des poutres est quelque peu tombée en désuétude. Elle ne se rencontre plus que sur des ouvrages à géométrie complexe, tels que des caissons de hauteur variable et à largeur de semelle variable, ainsi que sur les ouvrages pour lesquels un guidage latéral est très difficile à mettre en place (consoles de grande hauteur...). Si de tels rails sont mis en place à titre définitif sur la charpente, ils doivent être continus et dimensionnés pour les efforts liés à leur participation au fonctionnement de l'ouvrage. Un délardage des extrémités des rails est alors nécessaire pour éviter les phénomènes de fatigue et les concentrations de contraintes. Enfin, avant la mise sur appuis définitifs, les éléments de rail situés dans les zones d'appui doivent être déposés pour pouvoir procéder au soudage des platines d'appui et de vérinage.

Dans le cas d'un guidage par des galets latéraux sans gorge, on prévoit un jeu maximal de 2 cm pour limiter le déport transversal de la charpente pendant l'avancement : l'espace entre le chant de la semelle inférieure et le galet de guidage peut alors varier de 0 à 4 cm. La largeur des galets des chaises doit ainsi être d'au moins 6 cm pour que ceux-ci restent toujours sous l'âme.

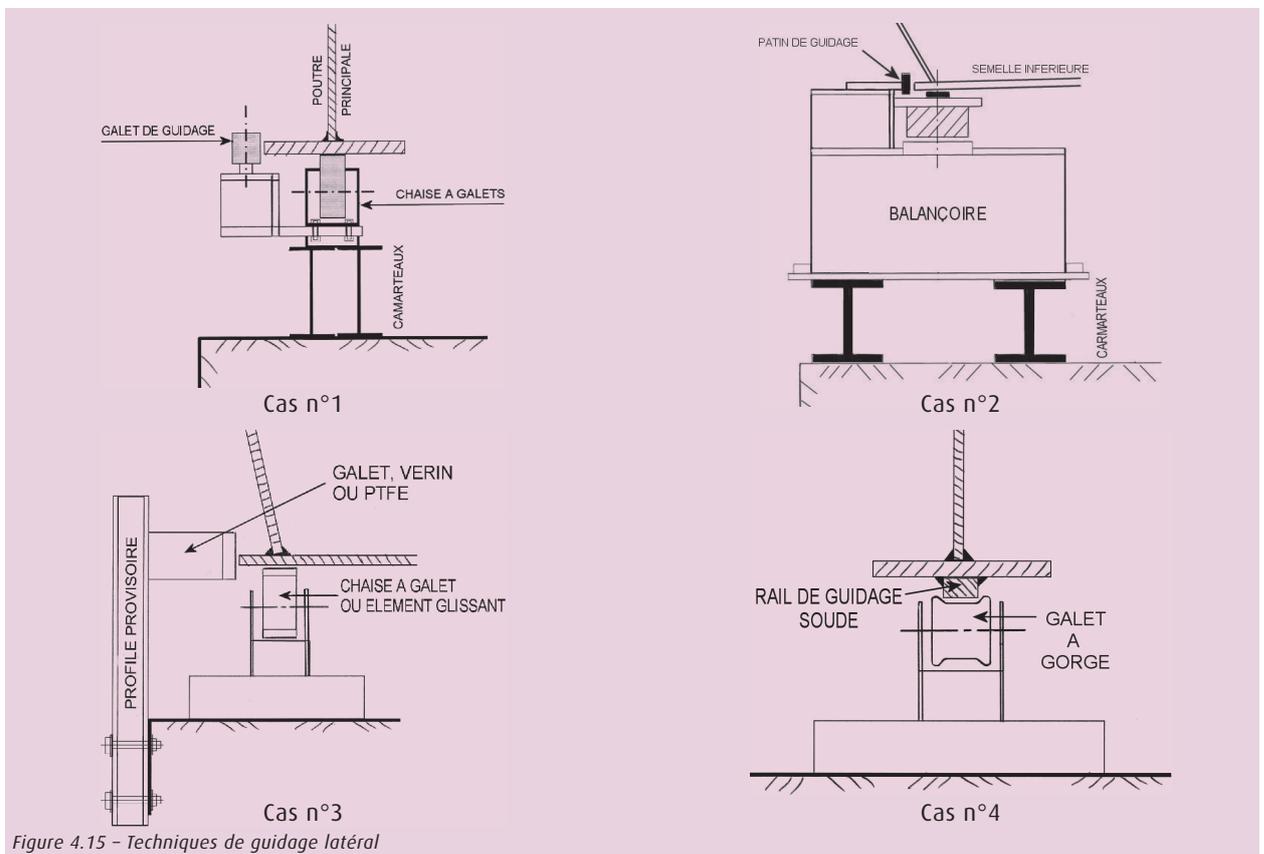


Figure 4.15 - Techniques de guidage latéral

Les dispositifs de guidage doivent être dimensionnés vis-à-vis du vent, en prenant comme effort transversal minimal un effort correspondant à 1 % de la réaction d'appui.

Une attention toute particulière doit être portée lors du passage de l'avant-bec. En effet, la semelle inférieure de l'avant-bec ne se situe en général pas dans le prolongement de la semelle inférieure de la charpente mais est plutôt décalée vers l'intérieur. De ce fait, à l'approche de l'avant de la charpente, le guidage latéral de la semelle de l'avant-bec doit être démonté pour être écarté afin de s'adapter à la position de la semelle de la charpente. Ainsi, il faut veiller à disposer un autre point de guidage avant de reprendre le lançage pour franchir totalement l'avant-bec (ou bien à disposer une semelle complémentaire provisoire à l'amorce de l'avant-bec).

### 2.2.13 - Palées provisoires

#### Cas d'emploi

Les palées sont des structures métalliques qui servent d'appuis provisoires en cours de construction en vue de limiter le porte-à-faux de la charpente lors du franchissement de grandes travées continues ou de constituer un appui intermédiaire pour le lançage d'une travée isostatique (cf. figure 4.16). Ce sont des ouvrages provisoires de première catégorie et elles doivent à ce titre être étudiées et construites avec le même soin que les ouvrages définitifs.

Une palée provisoire peut également être disposée dans la travée de rive prolongeant l'aire d'assemblage lorsque la longueur de celle-ci est insuffisante.

#### Justifications par le calcul

La structure des palées provisoires doit faire l'objet de vérifications détaillées quant à l'équilibre statique, à la flexion (composée ou déviée), à la stabilité au flambement, au contreventement...

Les vérifications sont menées en tenant compte notamment :

- des actions de poids propre ;
- des efforts longitudinaux engendrés par le frottement de la charpente sur les systèmes de lançage et par les effets thermiques ;
- des efforts transversaux induits par le vent ainsi que par le déplacement du tablier, dans le cas de courbure en plan.

Pour les palées implantées en rivière, il faut en outre tenir compte, selon les cas :

- de l'effet du courant ou d'une crue ;
- des charriages susceptibles de s'amorceler devant la palée ;
- d'un choc accidentel de bateau, si des défenses ne sont pas prévues.

Les fondations des palées, le plus souvent superficielles ou constituées de pieux métalliques en H ou en tubes, doivent être justifiées au même titre que les fondations des appuis définitifs. Dans le cas de fondations superficielles, une attention particulière doit être apportée aux risques de tassements, notamment différentiels.

### 2.2.14 - Mât de haubannage

Pour des ouvrages de portée maximale supérieure à environ 100 m, il peut être intéressant d'utiliser, à la place d'un avant-bec de grande longueur, un mât de haubannage auquel on associe un avant-bec courant. L'objectif est de minimiser les efforts et surtout les déformations dans la charpente en cours de lançage.

Un mât de haubannage est une structure métallique provisoire qui permet de haubaner l'avant de la charpente (cf. figure 4.17). Il est en général composé d'un portique fixé sur la charpente, si possible dans une section sur pile, et de haubans accrochés en haut sur le portique et en bas sur les âmes de la charpente.

Ces dernières années, plusieurs ouvrages mixtes importants ont été lancés avec un mât de haubannage et notamment le viaduc de Verrières (portée maximale de 144 m) et le viaduc aval du Centron (portée maximale de 125 m).

### 2.2.15 - Lançages particuliers

#### Lançage d'ouvrages de hauteur variable

Pour les charpentes de hauteur variable, la variation de hauteur induit une pente locale des semelles inférieures qui s'ajoute à la pente de profil en long. Cette pente locale, qu'il convient de limiter à 10-12 % pour éviter le blocage des balanciers, conduit à de fortes variations de la force de traction nécessaire. En outre, le lançage de ces charpentes nécessite un grand nombre de vérinages et de transferts de charge, opérations d'autant plus importantes que la variation de hauteur est grande.

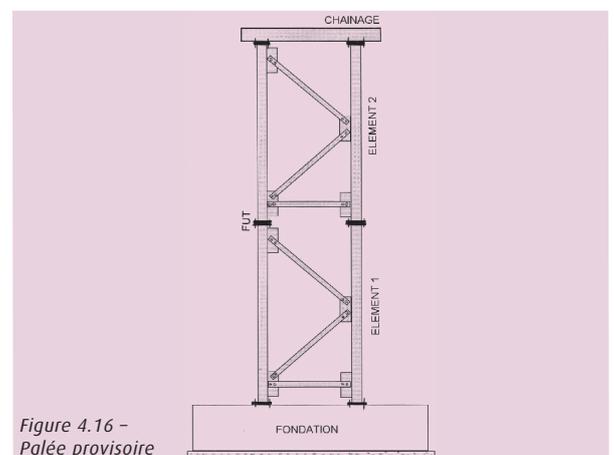


Figure 4.16 – Palée provisoire

Ce type de lançage s'effectue soit sur deux appuis, « en isostatique », ce qui limite alors la longueur de l'ouvrage (par exemple, ouvrage à trois travées avec lançage des deux côtés), soit sur plusieurs appuis en hyperstatique, en utilisant la géométrie de l'ouvrage pour franchir simultanément les pentes de même sens. Le montage par lançage de ponts de grande longueur et de hauteur variable peut ainsi rester viable.

Par ailleurs, les chaises à galets sont mieux adaptées que les patins de glissement pour le lançage des ponts de hauteur fortement variable.

### Lançage d'ouvrages isostatiques

La principale difficulté du lançage d'une travée isostatique est d'empêcher le basculement de la charpente. À cet effet, on utilise en général, séparément ou combinés, un avant-bec de grande longueur, un arrière-bec, un contrepoids à l'arrière de l'ossature ou une palée provisoire.

En outre, en raison de l'importante flèche de la charpente en bout de console, les appuis de lançage sur l'aire d'assemblage doivent être nivelés selon une forte pente ascendante. Pour éviter une hauteur trop importante – et donc dangereuse – des calages d'assemblage et des camarteaux, il est recommandé de donner à la plateforme d'assemblage la pente nécessaire.

### Lançage d'ouvrages courbes

De façon générale, pour pouvoir être lancée, une charpente doit présenter un tracé en plan qui soit une courbe superposable à elle-même par rotation ou translation (droite ou cercle).

Le lançage des ouvrages courbes pose cependant un certain nombre de difficultés spécifiques. En effet, les appuis de lançage d'une pile ne sont pas chargés de la même manière sur les poutres intérieure et extérieure. Ainsi, lorsque la pile supporte le tablier avec un porte-à-faux important, l'appui intérieur est fortement surchargé. Ce phénomène est impérativement à prendre en compte

pour le dimensionnement des appareils de lançage. En pratique, le lançage est envisageable dès lors que le rayon de courbure est supérieur à environ 100 m et que la portée angulaire n'excède pas 0,2 radian.

En cas de forte courbure en plan, l'utilisation d'un avant-bec peut en outre s'avérer très délicate, car l'avant-bec ne s'inscrit alors pas parfaitement dans le tracé en plan de la charpente. La stabilité de la charpente en phase de lançage peut également dans ce cas rendre nécessaire la mise en œuvre d'un fléau anti-torsion (cf. figure 4.18) ou d'une palée provisoire réduisant la portée angulaire, comme cela a été par exemple le cas pour le viaduc de Monistrol d'Allier.

Dans le cas d'un ouvrage courbe dont le tracé en plan présente un point d'inflexion, on peut envisager le lançage des deux côtés sous réserve que le rayon des tronçons lancés de chaque côté soit constant. Dans ce cas, si le tracé le permet, il est conseillé de placer le point d'inflexion au milieu d'une travée afin d'équilibrer les porte-à-faux finaux des deux phases de lançage et d'assurer plus aisément la continuité des tangentes des tronçons en regard par vérinage sur les appuis voisins (si celle-ci n'a pas été réglée *via* la contre-flèche).

Dans certains cas particuliers, il est toutefois possible de lancer des charpentes de courbure variable. Pour ce faire, il faut que les chaises aient la possibilité de se déplacer transversalement ; elles sont ainsi montées sur des chariots glissant sur un chemin de ripage transversal. Certaines chaises, dites fixes, ont alors leur position transversale bloquée pour contraindre la trajectoire du lançage, tandis que les autres chaises sont entièrement libérées afin de suivre l'ouvrage dans son déplacement lors d'une phase de lançage. Mais dès qu'une phase de lançage est terminée, toutes les chaises doivent être immédiatement bloquées transversalement afin de permettre au tablier de résister à l'action du vent. Il est à noter que ces dispositions permettent aussi de lancer les charpentes de largeur variable.

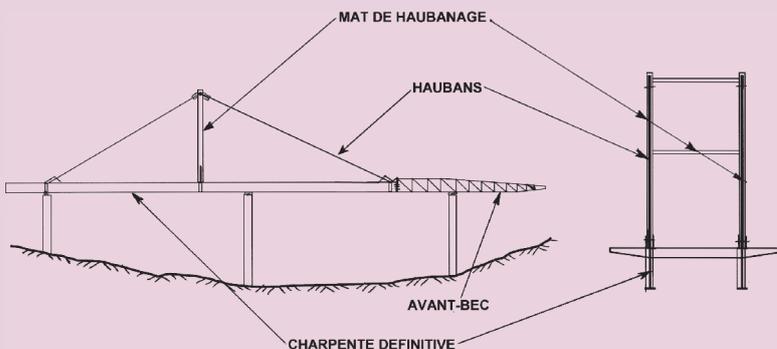


Figure 4.17 – Schéma de principe d'un mât de haubanage

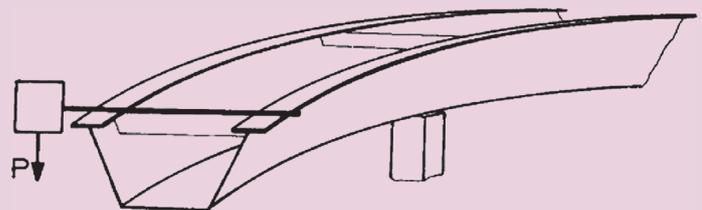


Figure 4.18 – Principe d'un fléau anti-torsion

Ces chaises peuvent aussi être déplacées à l'aide de vérins ancrés sur un bâti fixe, comme cela a été le cas pour l'OA1 du boulevard périphérique est de Lille (cf. figure 4.19).

Le problème de la courbure variable peut également être résolu en lançant le tablier des deux côtés et en maintenant chaque demi-ouvrage sur deux lignes d'appui uniquement, comme cela a été fait sur l'ouvrage d'Urbino, en Italie.

En tout état de cause, si le tracé en plan de la charpente est mal adapté au lançage, il peut être intéressant de donner à la charpente un tracé en plan régulier et de rattraper les écarts en jouant sur les encorbellements de la dalle, dans la mesure où les variations correspondantes restent de l'ordre de +/-50 cm.

### Lançage d'ouvrages biais

Pour les ouvrages biais qui présentent des lignes d'appui toutes parallèles entre elles, les précautions les plus importantes consistent à placer également selon le biais l'avant-bec et les lignes d'appui sur la plate-forme de lançage.

Les choses sont plus complexes pour les ouvrages biais présentant des lignes d'appui qui ne sont pas toujours parallèles car leurs portées diffèrent alors d'une poutre à l'autre. Ainsi, comme pour un bipoutre courbe :

- les flèches des deux poutres en extrémité d'avant-bec sont différentes ;
- une poutre de l'avant-bec accoste une pile avant l'autre ;
- les poutres nécessitent des contre-flèches différentes ;
- les réactions d'appui sur les appareils de lançage d'une même ligne peuvent être très différentes.

### Lançage avec palée sur barge ou ponton flottant

#### Principe

Pour le franchissement de certaines voies navigables par des travées isostatiques, on peut être amené à utiliser

des barges automotrices ou des pontons flottants. L'avant de la charpente repose alors sur la barge ou le ponton par l'intermédiaire d'une palée, tandis que l'arrière repose sur un boggie qui roule sur le remblai d'accès (cf. figure 4.20).

#### Cinématique

Après interruption temporaire de la navigation, la barge, initialement disposée parallèlement aux berges, est déplacée transversalement par des mouvements de papillonnage créés au moyen de câbles et de treuils pour venir se positionner dans l'axe du lançage.

Avant le lançage proprement dit, la charpente est positionnée à l'aplomb de l'appui flottant moyennant un pré-lançage. Sa prise en charge est alors effectuée par déballastage de la barge ou vérinage au niveau de l'appui arrière du pré-lançage, si celui-ci est réalisé en phase isostatique. La charpente est solidarifiée à la barge ainsi qu'à la palée, puis la barge assure la traversée de la voie d'eau.

Une fois l'extrémité de la charpente arrivée au-dessus de la culée d'arrivée, le tablier est posé sur appuis provisoires par ballastage de la barge ou par vérinage sous la pièce de pont ou l'entretoise d'about.

Le lançage avec palée sur ponton ne doit être utilisé que sur des canaux ou des rivières au régime relativement calme, dont il est recommandé de dresser la bathymétrie. En outre, l'ensemble charpente-palée-ponton doit être solidarifié par un brélage efficace, qui consiste généralement à relier le ponton à la charpente par des câbles (cf. figure 4.21), la palée étant aussi solidarifiée au ponton. Ces précautions évitent en effet les déplacements relatifs entre la charpente et le ponton et, notamment, la gîte accidentelle de ce dernier.

Pendant le lançage, la structure reste appuyée selon son schéma statique définitif, ce qui est particulièrement intéressant pour le lançage de charpentes munies de leur

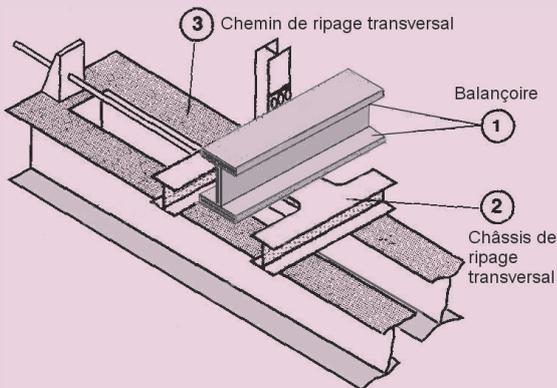


Figure 4.19 - Chaises de lançage avec système de translation latérale

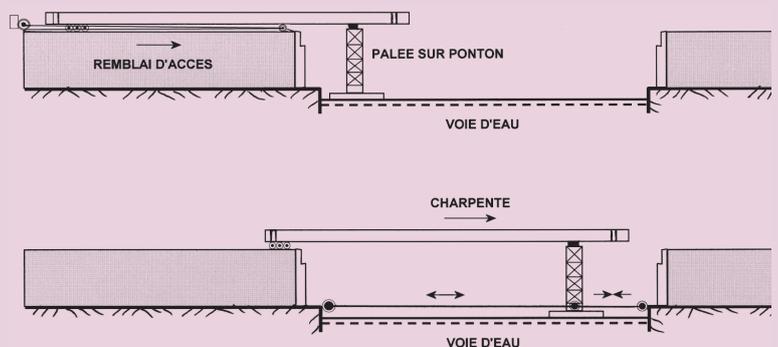


Figure 4.20 - Principe du lançage sur barge ou ponton (phases de prélançage et de traversée)

dalle, voire de leurs équipements, puisque ce procédé n'introduit alors aucune contrainte de traction dans la dalle.

### Lançage sur chemin de roulement ou avec remorques modulaires automotrices

Une variante de la technique ci-dessus peut être utilisée pour le franchissement par des travées isostatiques de voies routières très circulées. Dans cette méthode, après là aussi une phase de prélançage, une palée disposée à l'avant prend en charge la charpente et se déplace soit sur un chemin de roulement mis en place sur la chaussée franchie, soit grâce à des remorques modulaires automotrices équipées de vérins hydrauliques sur chaque essieu (cf. figure 4.22).

Les opérations de lançage, et le cas échéant de pose et de dépose du chemin de roulement, n'excèdent en général pas une nuit, ce qui réduit au strict minimum la gêne pour la circulation.

### Lançage sans avant-bec

Dans le cas de travées de faibles portées, la répartition des matières de la charpente permet parfois de se dispenser de l'utilisation d'un avant-bec. Dans ce cas, et comme pour le lançage avec avant-bec, la charpente doit être lancée suffisamment haut pour permettre un accostage confortable de l'appui suivant, en tenant compte de :

- la flèche de la charpente en bout de console ;
- la dénivellation due au profil en long ;
- les dénivellations d'appui éventuelles ;
- la hauteur nécessaire au passage des bossages d'appui, si ceux-ci sont réalisés avant le lançage.

Pour des questions de sécurité, les importants calages nécessaires doivent être limités à 2 m de hauteur et, comme les calages moins hauts employés dans le cas de lançage avec avant-bec, être ancrés sur les appuis et contreventés entre eux.

### Lançage avec le ferrailage de la dalle

Le lançage de la charpente avec le ferrailage de la dalle peut s'avérer intéressant dans certains cas particuliers où l'on ne souhaite pas procéder aux manutentions des cages d'armatures au-dessus notamment de voies en exploitation, telles que des voies ferrées électrifiées ou des voies routières fortement circulées. Si les contraintes liées au bétonnage de la dalle sont par ailleurs acceptables, le lançage avec le ferrailage peut alors constituer une alternative intéressante à un lançage avec la dalle, qui est abordé ci-après.

Pour autant, cette possibilité ne doit pas être utilisée de manière abusive, car le poids du ferrailage passif de la dalle peut, dans certains cas, atteindre près de 50 % du poids propre de la charpente. Ainsi, la capacité des appareils de lançage doit être sensiblement augmentée et les efforts horizontaux en cours de lançage sont accrus en proportion, ce qui conduit à des sollicitations de flexion plus élevées en construction sur les appuis et les fondations. En outre, la présence du ferrailage sur la charpente rend impossible l'utilisation de passerelles mobiles roulant sur les poutres pour déséquiper les piles des appareils de lançage et complique l'évacuation du matériel de lançage sur ces appuis.

Cette méthode doit donc être réservée aux cas nécessitant réellement et ne doit pas constituer une solution de base. En tout état de cause, si elle est employée, il est recommandé de ne pas disposer le ferrailage sur la première travée afin de ne pas surcharger la partie en porte-à-faux.

### Lançage avec la dalle

#### Domaine d'emploi

Le lançage avec la dalle est rarement pratiqué. Comme des précautions importantes et souvent coûteuses doivent être prises, ce type de lançage reste réservé au franchissement de voies routières ou ferrées très circulées, au-dessus desquelles le coffrage et le

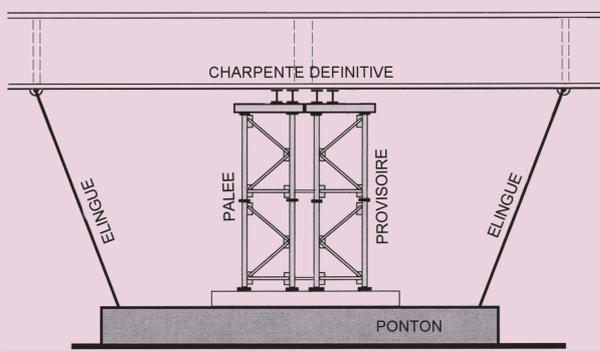


Figure 4.21 – Brélage entre ponton et palée

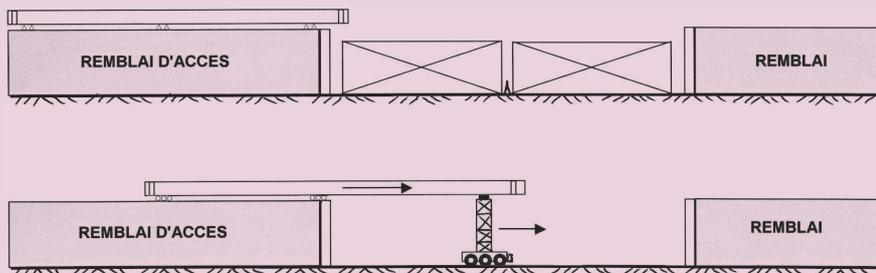


Figure 4.22 – Schéma de principe d'un lançage avec remorques modulaires automotrices

bétonnage de la dalle sont interdits par le gestionnaire de la voie. En effet, avec cette méthode, les interruptions de trafic indispensables à la construction de la totalité du tablier sont en général limitées aux quelques heures nécessaires aux opérations de lançage. On peut même envisager de mettre en place les superstructures de rives sur les parties de dalle déjà bétonnées ainsi que le ferrailage du reste de la dalle.

Compte tenu des précautions à prendre, la charpente est très rarement lancée avec l'intégralité de la dalle. Le plus souvent, on se limite aux plots surplombant en phase définitive les voies de circulation (cf. figure 4.23).

Peu d'ouvrages ont été réalisés selon cette technique. Parmi les plus récents, on peut citer le viaduc de l'Avre (1996), le viaduc de l'Yonne (1997), l'ouvrage SD de l'échangeur du Palays à Toulouse (2005) et, plus récemment encore, le pont franco-allemand Erich Dilger entre Fessenheim et Harthheim.

#### Considérations techniques et technologiques

D'une manière générale, le lançage d'une charpente avec sa dalle est une opération beaucoup plus délicate et coûteuse qu'un lançage classique. Le poids de la structure déplacée étant beaucoup plus élevé, des précautions doivent être prises pour limiter la flexion dans la charpente, éviter les phénomènes d'instabilité élastique des âmes et maîtriser la fissuration de la dalle, celle-ci étant généralement connectée à la charpente avant lançage. En particulier, on évite de bétonner l'about du tablier qui se trouve en porte-à-faux lors du lançage.

Des chaises de très forte capacité et très encombrantes doivent être utilisées. En outre, la structure mixte est beaucoup plus raide qu'une charpente seule, ce qui rend le tablier plus sensible aux imperfections géométriques des appuis et augmente le risque de différences de charges entre chaises d'un même appui.

Quand on souhaite lancer la charpente avec toute la dalle (ce qui ne peut se justifier que dans le cas des travées de faibles portées), il est recommandé d'utiliser la charpente définitive comme avant-bec en ne bétonnant pas avant

lançage une zone d'une vingtaine de mètres. Ceci permet de limiter la longueur en porte-à-faux avec la dalle, tout en évitant le recours à un avant-bec de grande longueur. On peut alors se contenter de munir l'extrémité de la charpente d'un petit avant-bec d'accostage.

Le lançage avec la dalle peut être effectué à l'aide de chaises à galets ou de patins de glissement. Avec des patins sur longrine, la hauteur à déniveler pour la mise sur appuis de bétonnage est nettement moins importante qu'avec des chaises à galets. En revanche, la technique des chaises à galets est trois à cinq fois plus rapide.

En outre, afin de minorer en cours de lançage les efforts dans la partie de charpente équipée de la dalle, la mise en place d'une palée provisoire peut s'avérer nécessaire.

#### Lançage sur une charpente déjà en place

Pour certains ouvrages dont le tracé en plan ou la variation de hauteur sont complexes, ou pour éviter d'acheminer des moyens de levage importants sur le site, on fait parfois rouler un tronçon de charpente sur des tronçons déjà en place (cf. figure 4.24).

Un exemple célèbre d'utilisation de cette méthode, par ailleurs assez rare, est le pont sur la Nive à Bayonne, pour lequel la grande travée a été entièrement assemblée sur les remblais d'accès, sur une rive, puis lancée en s'appuyant sur la charpente des travées terrestres, préalablement montées à la grue et incluant des amorces de la grande travée.

Pour ce type de lançage, l'appui avant peut être un appui roulant constitué d'une chaise à galets renversée, soudée sous la membrure inférieure de la poutre portée. La semelle supérieure de la charpente servant de chemin de roulement doit être équipée de dispositifs de guidage placés entre les files de connecteurs. Une fois la travée fluviale arrivée à l'aplomb de sa position définitive, l'avant-bec et l'arrière-bec sont démontés et les deux extrémités de la travée sont prises en charge par des chèvres afin d'assurer la descente vers la position définitive.

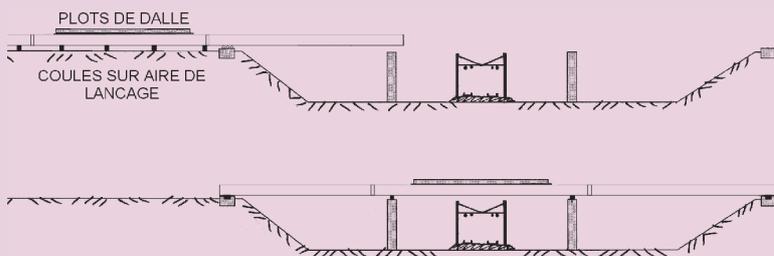


Figure 4.23 – Lançage avec plots de dalle coulés sur l'aire d'assemblage

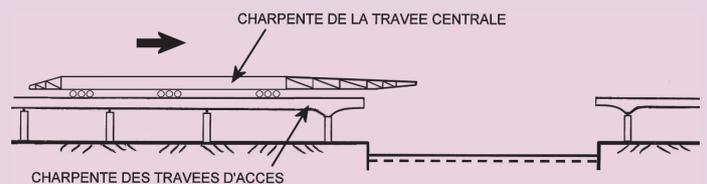


Figure 4.24 – Principe du lançage sur tronçons de charpente déjà en place

### Lançage sans aire d'assemblage

Il est envisageable de lancer des tronçons de charpente même lorsque l'on ne dispose d'aucune plate-forme d'assemblage à l'arrière des culées. Dans ce cas, on peut en effet prévoir en premier lieu un montage à la grue des tronçons à lancer, ce montage étant effectué, par exemple, sur les premières piles et d'éventuelles palées provisoires, l'ensemble de ces appuis étant déjà équipés des appareils de lancement. Les tronçons ainsi assemblés peuvent ensuite être lancés à partir de ces appuis, par exemple à l'aide de treuils de traction ancrés en pied de piles (cf. figure 4.25).

Cette technique, qui associe étroitement le grutage et le lancement, est notamment intéressante dans les cas où l'on doit franchir des voies routières, ferroviaires ou navigables pour lesquelles un montage intégralement à la grue serait impossible du fait des contraintes d'exploitation imposées.

### Lançage des multipoutres

Pour le lancement des tabliers multipoutres, il serait illusoire d'espérer obtenir une répartition homogène des réactions d'appui sur les appareils de lancement si l'on en disposait sous chaque poutre. Il est donc conseillé de ne lancer les tripoutres ou les quadripoutres que sur deux poutres, sous réserve que la rigidité transversale de la charpente permette effectivement de supprimer les chaises intermédiaires. Pour les tripoutres, l'appui doit se faire sous les poutres extérieures. Pour les quadripoutres, il peut se faire sous les poutres extérieures ou sous les poutres intérieures, cette dernière possibilité étant généralement retenue dans le cas où l'ouvrage présente un biais important. Pour les quadripoutres, on peut également lancer deux bipoutres parallèles de manière classique qu'on reliera ensuite par des entretoises soudées en place. Pour un multipoutre présentant un nombre de poutres plus élevé, on peut envisager un phasage transversal pour le lancement.

Enfin, signalons que dans le cas très particulier d'un bi-caisson, le lancement peut être effectué sous les deux âmes intérieures, sachant que les deux caissons sont reliés par des entretoises de manière définitive ou provisoire.

### 2.2.16 - Cadence de lancement

Le délai d'exécution du montage par lancement d'un bipoutre classique peut se décomposer à titre indicatif de la manière suivante :

- reconstitution de la charpente sur l'aire d'assemblage : pour les bipoutres à entretoises, une semaine en moyenne par tronçon pour la réalisation des deux joints de rabotage des poutres et la mise en place des entretoises ; pour les bipoutres à pièces de pont, de 1,5 à 2 semaines pour la réalisation des deux joints et l'assemblage des pièces de pont ;
- lancement : une semaine par lancement, sachant que le lancement proprement dit ne dure qu'une journée pour franchir une travée de 50 à 70 m et deux jours pour lancer un pont à trois travées de 100 à 150 m de longueur, mais qu'il faut tenir compte du temps d'installation du treuil, de réglage du niveau des chaises, des opérations de vérinage intermédiaires, etc.

- descente sur appuis de bétonnage : devant être réalisée par étapes successives et alternées d'un appui à l'autre, sa durée est évidemment fonction du nombre d'appuis et de la hauteur des calages de lancement. On peut l'estimer en jours ouvrés en divisant la hauteur cumulée à descendre sur l'ensemble des lignes d'appui par 50 cm. Au préalable, il faut avoir évacué les appareils de lancement et y avoir substitué les calages, ce qui nécessite un délai supplémentaire d'environ une semaine par ligne d'appui.

En rythme de croisière et hors manœuvres spécifiques, la vitesse de lancement avoisine 50 cm par minute, soit 30 m par heure, étant entendu que la vitesse instantanée peut atteindre 45, voire 60 m/h. La vitesse moyenne est cependant beaucoup plus faible du fait des phases délicates que sont l'accostage d'une pile, l'échappement d'une chaise à l'arrière, les dénivellations d'appui intermédiaires ou encore les reprises de mouflage du treuil de traction.

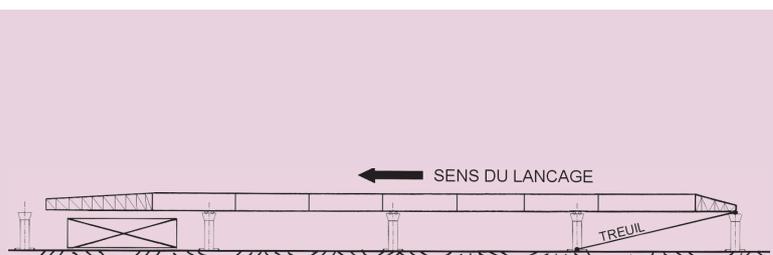


Figure 4.25 - Principe du lancement sans aire de montage à l'arrière des culées

### 2.2.17 - Précautions particulières à prendre

Pour des questions de sécurité, le lançage ne peut avoir lieu que sous un vent très modéré, en général de vitesses moyenne et maximale limitées respectivement à 36 et 50 km/h, ce qui impose de travailler sous couverture météo.

#### Étude du montage

Au stade des études de projet et, *a fortiori*, des études d'exécution, il faut impérativement vérifier les incidences du lançage sur la charpente, en s'assurant en particulier que cette opération ne remet pas en cause la répartition des matières.

En effet, la charpente va connaître pendant le lançage une succession de schémas statiques complètement différents de celui pour lequel elle a été dimensionnée en service. Ainsi, bien que la charpente n'ait en général à supporter que son poids propre durant le lançage, il peut arriver que certaines phases soient dimensionnantes, en particulier pour les sections faiblement sollicitées en service.

Pour la charpente, l'étude détaillée du lançage doit notamment identifier dès la phase projet les soulèvements d'appui susceptibles de se produire et comporter la vérification :

- de son équilibre statique ;
- de sa résistance à la flexion longitudinale générale et de sa stabilité (non-déversement des poutres principales pour un ouvrage à poutres et non-voilement de la tôle de fond pour un ouvrage en caisson) ;
- de la résistance des âmes aux effets locaux provenant des appareils de lançage (écrasement, enfoncement local, instabilité élastique sous l'effet des charges concentrées).

Au stade des études de projet, le concepteur peut généralement vérifier assez aisément la charpente en considérant les phases de porte-à-faux maximal, moyennant des hypothèses réalistes sur la longueur et le poids de l'avant-bec.

Au stade de l'exécution, la méthode de mise en œuvre est de la responsabilité de l'entrepreneur et, lors des études correspondantes, l'étude du montage doit également permettre de concevoir et de justifier de manière très précise les matériels spéciaux et les ouvrages provisoires.

Malgré son apparente simplicité, le lançage ne doit être autorisé que si l'entreprise dispose d'une note et d'un plan détaillés indiquant les niveaux de la charpente, les fourchettes des réactions d'appui attendues, les mouvements horizontaux, verticaux ou angulaires à opérer ainsi que les contrôles à effectuer. Ces informations sont particulièrement importantes dans

le cas d'ouvrages biais ou courbes, pour lesquels la différence entre réactions d'appui d'une même ligne peut être très significative.

En outre, il faut veiller à la stabilité des appuis en ne sous-estimant pas les efforts horizontaux susceptibles de se développer en tête de pile pendant le lançage. Ces efforts sont fonction du coefficient de frottement des équipements de lançage, mais aussi de l'inclinaison de la tangente à la sous-face des poutres qui varie constamment (en fonction du profil en long définitif), des contre-flèches de fabrication, de la variation éventuelle de hauteur des poutres, des déformations élastiques en cours de lançage et de la procédure de recalage.

Enfin, sur les ouvrages de portées supérieures à 90 m, une attention toute particulière doit être portée aux effets du vent en cours de lançage car ceux-ci peuvent être très importants. Le cas échéant, le chantier doit disposer d'un anémomètre.

#### Nivellement des appuis de lançage

Le niveau des appuis de lançage doit tenir compte :

- du profil en long définitif de la sous-face du tablier ainsi que des contre-flèches de fabrication ;
- de la flexion générale de l'ossature (à l'avant, de façon à permettre l'accostage de l'appui suivant et, à l'arrière, de façon à ce que l'extrémité de la charpente ne touche pas le sol après échappement d'une ligne d'appui).

Le nivellement des appuis doit toujours être conçu pour limiter au maximum les remises à niveau des appareils de lançage. En effet, ces opérations, longues et délicates, sont à éviter, en particulier lors du franchissement de voies fortement exploitées. Dans la pratique, il est souvent indispensable d'introduire des dénivellations d'appui à certaines phases du lançage, soit pour des questions de géométrie, soit pour limiter les efforts dans la structure. Il convient alors de rechercher les niveaux des appuis de lançage les moins contraignants pour la charpente.

#### Contrôle

Les éléments provisoires d'ossature (avant-bec, arrière-bec, queue de traction, systèmes d'accrochage du câble de traction, etc.) et les matériels de montage (treuils, câbles, moufles, chaises à galets, patins de glissement, etc.) doivent être vérifiés aussi bien dans le cadre du contrôle interne de l'entreprise que dans le cadre de son contrôle externe. Ce dernier, effectué par un organisme compétent indépendant, doit porter sur leur conception et leur réalisation et faire l'objet d'un rapport que le maître d'œuvre doit exiger.

Par ailleurs, le maître d'œuvre doit s'assurer que le ROM (Responsable des Opérations de Montage) lui a fourni l'ensemble des éléments permettant de lever le point d'arrêt relatif au lançage.

## 2.2.18 - Avantages et inconvénients

### Avantages

Le lançage est la méthode de montage de la charpente la plus fréquemment utilisée car elle présente de nombreux atouts et car son domaine d'emploi est, comme on a pu le voir, très vaste.

Son intérêt principal est de permettre le franchissement de brèches sans installation particulière ailleurs qu'en tête des appuis définitifs et qu'à l'arrière des culées. Le lançage est par conséquent particulièrement indiqué pour le franchissement :

- de brèches difficilement accessibles telles que des vallées profondes, des sites aquatiques, etc. ;
- de terrains peu stables ou compressibles ne permettant pas l'appui d'engins de levage ;
- de voies de circulation avec une durée d'interruption possible du trafic très réduite, pour lesquelles un montage à la grue n'est pas envisageable.

Le lançage permet de procéder à l'assemblage et au réglage géométrique de la charpente dans des conditions de sécurité optimales, puisqu'on peut réaliser le maximum de soudures « au sol ».

### Inconvénients

Le lançage nécessite beaucoup de technicité et de nombreux matériels spécifiques (treuils de traction, avant-bec, chaises à galets, etc.) dont l'amenée, la mise en œuvre et le repli peuvent être coûteux.

Il requiert également des opérations de vérinage de la charpente, qui sont délicates et coûteuses en main d'œuvre.

Le délai de mise en place de la charpente est augmenté par rapport aux autres procédés de montage.

Il n'autorise aucun recouvrement des tâches de montage de la charpente et de réalisation du hourdis, à l'exception des cas où on lance la charpente avec tout ou partie du hourdis, du coffrage ou du ferrailage, ou si la dalle est préfabriquée.

Enfin, les phases de lançage peuvent dans certains cas s'avérer dimensionnantes par rapport aux phases de service, ce qui conduit alors à renforcer légèrement la charpente.

## 2.3 - Montage de la charpente à la grue

### 2.3.1 - Principe de la pose à la grue

Le principe du montage à la grue consiste à lever la charpente et à la poser sur ses appuis définitifs à l'aide d'un ou plusieurs engins de levage. Les éléments à lever doivent être de la plus grande dimension possible afin de limiter le nombre de phases de grutage, tout en recherchant un bon compromis entre le nombre des éléments, leur poids et la puissance nécessaire pour le matériel de levage.

Le montage à la grue est possible aussi bien en site terrestre, à l'aide de grues automotrices, qu'en site aquatique, à l'aide de bigues qui sont des barges équipées d'un système de levage (cf. figure 4.26).

Selon le site, la pose de chaque tronçon est assurée par une ou deux grues positionnées dans le prolongement de l'ouvrage ou sur la voie à franchir.

Selon ses dimensions, ses conditions de transport et la capacité des matériels de levage, la charpente peut être levée par tronçons complets (dans le sens transversal) préalablement assemblés, donc en une seule pièce, ou levée par éléments (poutres principales, entretoises, pièces de pont, etc.) qui sont ensuite assemblés en hauteur. Les tronçons sont posés sur appuis provisoires.

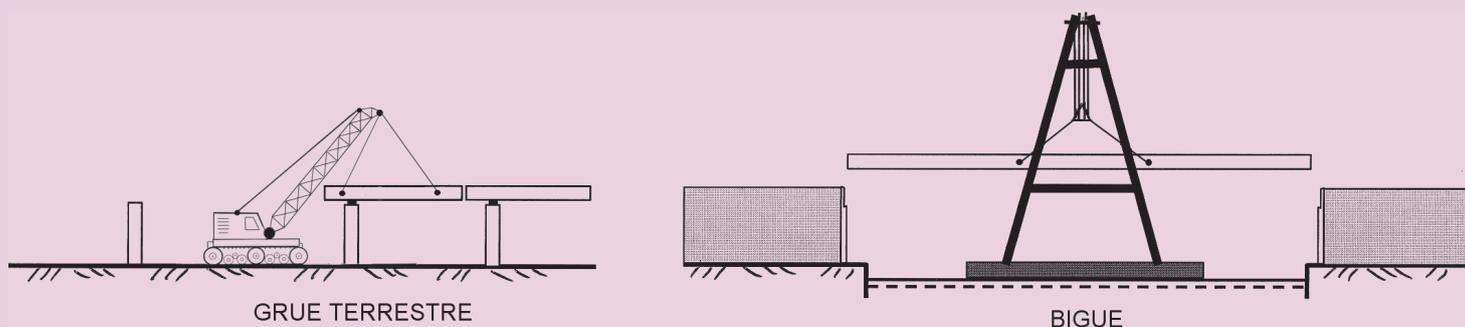


Figure 4.26 - Principe de la pose à la grue d'une charpente

## 2.3.2 - Moyens et dispositifs de levage

### Grues pour sites terrestres

Pour les colis lourds, on utilise souvent des grues mobiles sur chenilles équipées de flèches en treillis (cf. figure 4.27, à droite), qui permettent de soulever des charges importantes à une hauteur significative. Leurs chenilles assurent une grande stabilité au renversement, y compris sur les terrains de portance médiocre. Leurs principaux inconvénients sont leur transport et leur montage, ce dernier pouvant durer plusieurs jours, mais aussi, pour les plus puissantes, la nécessité de les réserver très longtemps à l'avance.

Lorsque les charges sont modérées et qu'on dispose d'une piste circulaire et stabilisée, on peut adopter des grues mobiles sur pneus avec flèche télescopique, facilement disponibles et dont le transport et le montage sont plus rapides (cf. figure 4.27, à gauche). Compte tenu de l'importance et de la concentration des charges exercées sur le sol par les patins stabilisateurs de la grue, il convient d'être très prudent vis-à-vis des assainissements et réseaux concessionnaires susceptibles de se trouver sous ceux-ci. Il est ainsi très fréquent de placer sous les patins des plaques d'acier de forte épaisseur réduisant la contrainte verticale sous les patins.

Le tableau 4.5 donne les principales caractéristiques de quelques types de grues automotrices pouvant être utilisés pour le levage de tronçons de charpente.

Il est rappelé que la capacité maximale des grues indiquée dans ce tableau est la charge maximale que celles-ci peuvent soulever dans leur configuration courante et dans la position la plus verticale de leur flèche. Dans la pratique, cette charge n'est jamais atteinte pendant un levage, les colis étant toujours posés avec une flèche plus inclinée.

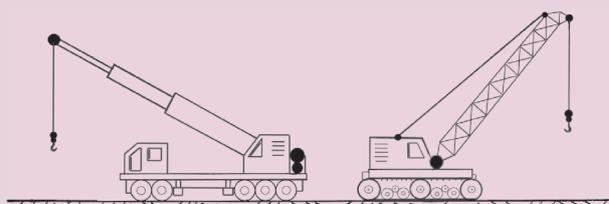


Figure 4.27 - Grues terrestres : à gauche, sur pneus avec flèche télescopique ; à droite, sur chenilles avec flèche en treillis

### Grues pour sites fluviaux ou maritimes

Une bigue est une barge automotrice sur laquelle est fixée un appareil de levage formé d'un bâti articulé en pied, d'inclinaison variable, portant un palan à son extrémité supérieure (cf. figure 4.28). Très puissant, ce type de grue permet de lever des colis pouvant peser plusieurs centaines de tonnes et mesurer une centaine de mètres de long.

## 2.3.3 - Détails du montage d'une charpente à la grue terrestre

### Domaine d'emploi

La pose à la grue terrestre est possible pour des tronçons présentant des longueurs allant jusqu'à 60 m environ et pour des ouvrages dont la hauteur est modérée. Si la grue est placée au pied de l'ouvrage, la hauteur est limitée en pratique à une quinzaine de mètres par les flèches des grues et leur capacité, étant entendu que les charges à lever peuvent être d'autant moins lourdes que la hauteur de levage est importante.

Les tronçons sont posés directement sur appuis de bétonnage.

Le tableau 4.6 présente quelques exemples d'ouvrages mixtes dont la charpente a été montée par grutage, en précisant les longueurs et poids maximaux des tronçons, ainsi que le nombre et le type de grues utilisées.

### Découpage longitudinal

Différents schémas de pose sont possibles selon que la longueur transportable des tronçons est sensiblement égale ou plus petite que les portées principales de l'ouvrage.

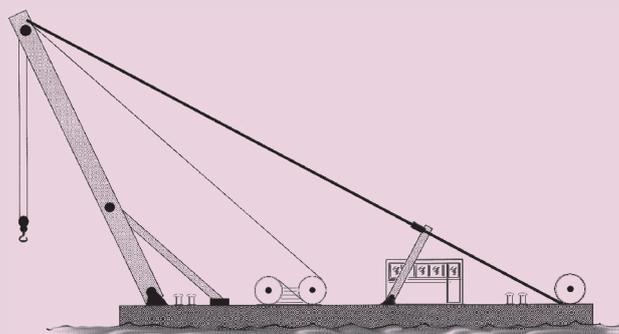


Figure 4.28 - Schéma de principe d'une bigue

Type	Capacité maximale	Hauteur de levage maximale	Capacité courante <sup>(*)</sup>	Encombrement en plan L x l	Poids (hors lest)
Grue mobile à flèche télescopique	100 t	50 m	10 t	12,5 m × 7,5 m	50 t
Grue mobile à flèche télescopique	150 t	50 m	20 t	15 m × 8 m	60 t
Grue mobile à flèche télescopique	200 t	60 m	30 t	15 m × 9 m	60 t
Grue mobile à flèche télescopique	300 t	60 m	40 t	16 m × 9 m	70 t
Grue mobile à flèche télescopique	500 t	50 m	70 t	21 m × 10 m	100 t
Grue mobile à flèche en treillis	500 t	50 m	80 t	20 m × 14 m	110 t
Grue sur chenilles à flèche en treillis	500 t	100 m	90 t	11 m × 9 m	175 t
Grue mobile à flèche télescopique	800 t	60 m	100 t	18 m × 15 m	100 t
Grue sur chenilles à flèche en treillis	1 250 t	60 m	350 t	15 m × 12,5 m	400 t

Tableau 4.5 – Exemples de capacités pour différents types de grues

<sup>(\*)</sup> Valeur indicative donnée pour un colis levé à 15 m de hauteur et à 20 m de portée environ

Ouvrage	Longueur des tronçons	Poids des tronçons	Nombre et type de grues employées
Pont sur le Rhône à Pont-Saint-Esprit	53 m, soit une travée	54 tonnes	deux grues avec flèches en treillis
5 <sup>e</sup> pont sur la Nive à Bayonne	48 m	110 tonnes	une grue télescopique de forte capacité
Prolongement ouest du Trans-Val-de-Marne	50 m	140 tonnes	une grue de 800 tonnes de capacité maximale
Viaduc de Schengen	–	380 tonnes	une grue à chenilles et flèche en treillis de forte capacité

Tableau 4.6 – Exemples d'ouvrages montés par grutage

Dans le cas représenté sur la figure 4.29, les tronçons sont sensiblement de même longueur que les travées principales. Dans ce cas, le premier d'entre eux est posé à gauche sur la culée et à droite sur la première pile, le suivant à gauche sur l'extrémité de la console de la travée déjà en place et à droite sur la deuxième pile, etc. On pose ainsi les tronçons à l'avancement et sans palée provisoire.

Dans les cas représentés sur les figures 4.30 et 4.31, les tronçons sont plus courts que les travées principales. Dans cette configuration, après avoir posé la travée de rive – à l'aide, le cas échéant, d'une palée provisoire – on peut poser le tronçon suivant à l'avancement en posant son extrémité gauche sur l'extrémité droite du tronçon précédent et son extrémité droite sur une palée. Le tronçon suivant permet d'achever la première grande travée en prenant appui sur le tronçon précédent et la première pile (cf. figure 4.30).

On peut également disposer la palée de telle sorte qu'elle stabilise le tronçon s'appuyant sur la pile suivante et compléter la travée par un tronçon central prenant appui sur les extrémités des deux tronçons qui l'encadrent (cf. figure 4.31).

Quelle que soit la méthode retenue, l'extrémité d'un tronçon devant être appuyé sur un autre tronçon doit être équipée en usine d'un corbeau d'assemblage provisoire (cf. figure 4.32).

Les extrémités des tronçons sont en général positionnées au voisinage des quarts des travées, afin que le raboutage des tronçons, réalisé par soudage en place à l'abri de cabines suspendues à la charpente, s'effectue dans des zones peu sollicitées en service.

### Découpage transversal

Lorsque la charpente est un caisson, les tronçons évoqués ci-dessus sont des tronçons complets d'ossature.

Lorsque la charpente est un bipoutre ou un multipoutre, il faut également essayer de poser des tronçons complets dans le sens transversal, donc avec leurs entretoises ou leurs pièces de pont déjà soudées. Cette disposition permet en effet d'effectuer le maximum de soudures au sol, dans de bonnes conditions de sécurité et d'ergonomie et de poser une structure autostable. Pour les ouvrages à poutres de grandes portées et/ou de grande largeur, cette disposition n'est cependant pas toujours possible, car elle nécessiterait l'utilisation de grues très puissantes. Il faut alors se résoudre à poser les poutres individuellement, à les contreventer provisoirement sur appuis, à les rabouter aux tronçons déjà posés, puis à les relier par leurs entretoises ou pièces de pont, toutes ces opérations s'effectuant en hauteur.

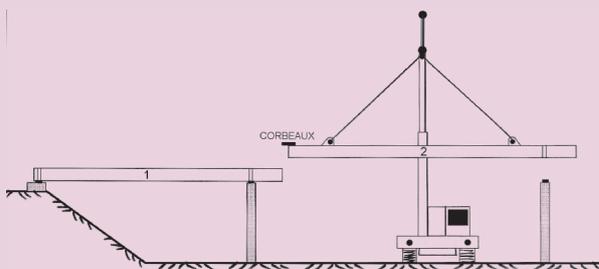


Figure 4.29 – Schéma de pose à la grue terrestre avec tronçons sensiblement de même longueur que les travées

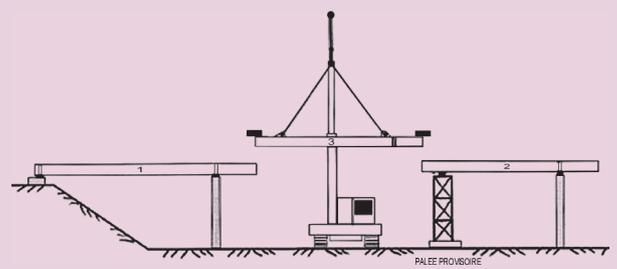


Figure 4.31 – Schémas de pose à la grue terrestre avec tronçons plus courts que les travées / cas n° 2

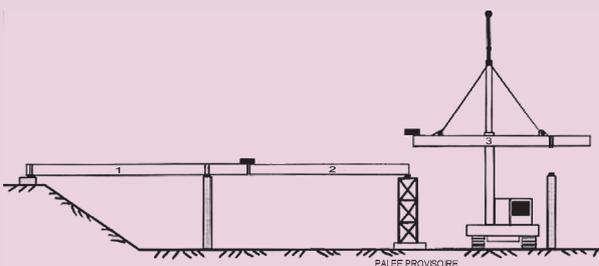


Figure 4.30 – Schémas de pose à la grue terrestre avec tronçons plus courts que les travées / cas n° 1

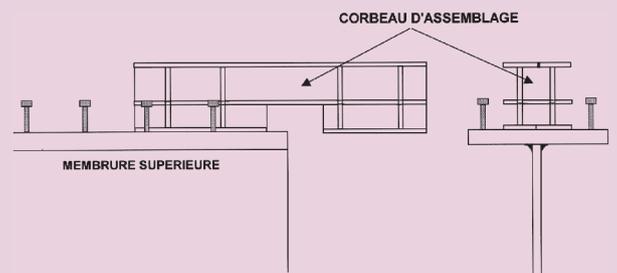


Figure 4.32 – Corbeau d'assemblage provisoire

### Détails de la pose

Pour permettre leur manutention, des oreilles de levage sont soudées provisoirement sur les membrures supérieures des tronçons. Ces oreilles, dont la résistance et l'assemblage à la structure en phase provisoire doivent être strictement contrôlés, doivent être généralement retirées après assemblage de la structure et leurs cordons d'angle proprement meulés. Des contrôles non destructifs (ressuage ou magnétoscopie) doivent en outre être systématiquement réalisés pour s'assurer de l'absence d'amorces de fissures dans la semelle supérieure.

Pendant la manœuvre de levage proprement dite, les tronçons doivent être stabilisés pour faciliter leur accostage. Pour ce faire, des ouvriers agissent sur des cordes en général fixées aux extrémités du tronçon.

Lorsque la charpente est sensible aux instabilités élastiques, on interpose un palonnier entre le crochet de la grue et la charpente, pour bien répartir les charges et éviter une trop forte compression dans la pièce levée. Dans le cas contraire, on peut lever avec seulement des élingues.

Lorsqu'une partie de charpente grutée doit être rabotée à un tronçon déjà lancé, l'une des extrémités des tronçons en regard peut être volontairement laissée en surlongueur, l'ajustement final étant effectué sur chantier (abouts recoupés après relevé de l'extrémité des parties lancées).

### Piste d'accès

Dans la très grande majorité des cas où on pose la charpente avec une grue terrestre, il est indispensable de réaliser au préalable une piste d'accès tout le long de l'ouvrage, sauf si le grutage est effectué « depuis le haut ». Celle-ci doit présenter une largeur d'au moins 5 m avec une surlargeur de 5 m aux endroits où la grue doit se positionner, pour permettre la circulation, l'installation et les manœuvres des engins de levage. Sa capacité portante doit lui permettre de supporter le poids des colis et sa surface de roulement doit la rendre circulaire par tous temps.

### Plans et programme de montage

Les plans et le programme de montage doivent notamment indiquer, pour chacune des opérations de levage :

- le nombre et le type de grues utilisées ;
- leurs positions et leurs déplacements ;
- la longueur de leur flèche ;
- leur calage ;
- l'emplacement de stockage des tronçons, ainsi que la position de leur centre de gravité ;
- la portée maximale des grues au cours de la manœuvre et leur charge admissible compte tenu de leur inclinaison ;
- la charge à reprendre.

### 2.3.4 - Détails du montage d'une charpente à la bigue

Le levage des colis doit faire l'objet d'une étude très précise pour arrêter la position des oreilles de levage et déterminer la position de la bigue pour chaque opération de prise en charge et de pose de colis.

La position des oreilles de levage résulte généralement de la recherche du meilleur compromis entre la longueur des élingues sous le palonnier, la hauteur libre sous le crochet et la flexion en porte-à-faux admissible par le colis.

La position de la bigue doit être déterminée pour faciliter au maximum le levage mais il y a également lieu de se préoccuper des interactions avec le trafic fluvial et de s'assurer de l'existence d'un tirant d'eau suffisant, le cas échéant en faisant réaliser un relevé bathymétrique.

Lorsque la bigue évolue sur un cours d'eau directement influencé par la marée, les horaires de pose des colis sont en général assujettis à la marée haute. Outre la condition du tirant d'eau pour l'approche de la bigue et la hauteur sous le palonnier pour surélever le colis, il est intéressant que l'approche finale de la bigue et la pose du colis se fassent pendant l'étape de pleine mer, car celui-ci facilite la précision des mouvements de la bigue et de son colis.

La descente de la charpente sur ses appuis provisoires est assurée généralement par ballastage des pontons en fin d'opération, ou, le cas échéant, par le jeu de la marée descendante.

Le réglage fin est alors effectué à l'aide de vérins placés sur les appuis.

La pose d'un colis dure généralement d'une demi-journée à une journée. Compte tenu des contraintes de mobilisation d'une bigue (amenée, coût de location, repli, disponibilité du personnel qualifié pour les manœuvres), il est indispensable de concentrer les interventions pour en minimiser la durée.

### 2.3.5 - Précautions particulières à prendre

#### Précautions générales

Préalablement à l'exécution des opérations de grutage, il faut vérifier l'équilibre statique de la structure et des appuis en phase de montage compte tenu des défauts de positionnement éventuels.

Pour les tabliers à poutres, les risques d'instabilités élastiques doivent également être étudiés avec le plus grand soin à toutes les étapes du levage (suspension, dépose, mise sur appuis provisoires, etc.). Le cas échéant, il convient de prendre des dispositions pour améliorer la rigidité transversale des éléments.

Pour les tabliers en caisson, ces risques d'instabilités sont beaucoup plus limités, du fait de l'importante raideur en torsion de ce type de structure (munie au préalable de son contreventement).

Il convient également de vérifier la stabilité et la résistance des appuis provisoires et définitifs, y compris de leurs fondations, si le schéma statique lié au montage induit des efforts différents des efforts en service.

Pour des questions de sécurité, le grutage ne peut avoir lieu que sous un vent très modéré, en général de vitesses moyenne et maximale limitées respectivement à 36 et 50 km/h, ce qui impose de travailler sous couverture météo.

#### Précautions particulières à certains sites

D'une manière générale, il convient d'éviter les opérations de grutage au voisinage d'obstacles aériens dangereux comme des lignes électriques, des caténaires de voies ferrées, et au voisinage de structures aériennes légères (passerelles, ponts industriels, etc.).

Quand le grutage est inévitable, il convient de s'assurer assez tôt qu'il sera possible d'interrompre le fonctionnement de ces ouvrages pendant quelques heures, afin que le grutage s'effectue sans risque pour les tiers et les personnels de chantier.

### 2.3.6 - Avantages et inconvénients

#### Avantages et inconvénients du montage à la grue (terrestre ou bigue)

Le montage à la grue est possible pour des ouvrages de toute géométrie, notamment en plan.

Il constitue l'une des méthodes de mise en place qui sollicite le moins la charpente, ce qui permet de ne pas remettre en cause la répartition des matières prévue pour les phases de service.

Il permet une pose de la charpente qui n'excède en général pas une journée, ce qui est particulièrement appréciable lorsqu'elle nécessite une neutralisation totale ou partielle de la voie franchie.

Il ne nécessite aucune aire de lancement.

Lorsque l'ouvrage est long, la vitesse de pose et de soudure des poutres étant supérieure à celle du bétonnage de la dalle, on peut recouvrir les deux tâches sous réserve de laisser suffisamment d'avance à la charpente (environ quatre travées) pour que les déformations dues au bétonnage de la dalle ne viennent pas perturber le soudage des joints.

En contrepartie, les opérations postérieures à la pose (raboutage des tronçons, soudage des éléments transversaux, etc.) sont délicates. Elles doivent en effet être réalisées en hauteur et dans des conditions moins favorables que sur l'aire d'assemblage. De même, les contrôles à effectuer sur ces soudures sont plus délicats à réaliser.

Enfin, si le terrain naturel n'est pas plat ou est de mauvaise qualité, les aires d'évolution des grues et des convois de transport peuvent représenter des surfaces importantes à préparer, ce qui peut augmenter significativement le coût de mise en œuvre.

#### Avantages et inconvénients spécifiques au montage à la grue terrestre

Le montage à la grue terrestre représente une solution souvent économique lorsque la structure est légère et facilement transportable, que les appuis sont peu hauts et qu'il est donc réalisable avec des grues de capacité courante.

Son principal inconvénient réside dans l'obligation de mettre en œuvre les pistes d'accès nécessaires à l'amenée, à la manutention et éventuellement au pré-assemblage des pièces.

#### Avantages et inconvénients spécifiques au montage à la bigue

Au-dessus des voies navigables, le montage à la bigue est très intéressant car il permet de poser des pièces de grandes dimensions, en général amenées par cette voie fluviale. Le nombre de soudures à réaliser sur chantier diminue alors considérablement, ce qui réduit nettement la durée des travaux sur site.

Le montage à la bigue présente toutefois plusieurs inconvénients. Son emploi est ainsi principalement limité par le coût très élevé des bigues, par la possibilité d'amener celles-ci sur site par voies navigables et par la rupture de charge qui s'impose presque inéluctablement près du site, pour un élément de très grandes dimensions. En outre, l'évolution des bigues est en général peu aisée du fait de leur encombrement et nécessite souvent une interruption du trafic des voies navigables. Enfin, les bigues de très forte capacité sont peu nombreuses dans le monde et doivent en général être acheminées de loin (depuis les ports de la mer du Nord, voire du Japon).

## 2.4 - Montage par ripage

### 2.4.1 - Principe et domaine d'emploi

Le montage par ripage consiste à assembler le tablier au droit d'un emplacement parallèle à son emplacement définitif, à un niveau très voisin de son niveau final, puis à le faire glisser transversalement à l'aide de câbles ou de vérins (cf. figure 4.33).

Cette méthode, assez peu utilisée, est particulièrement bien adaptée au remplacement d'un tablier existant dont on souhaite à la fois conserver l'emplacement et interrompre le trafic le moins possible.

Il faut noter qu'il n'est pas toujours possible de construire simplement le tablier avant son ripage. Lorsque l'ouvrage franchit des voies routières ou ferroviaires très circulées, le maître d'ouvrage peut en effet interdire sa construction sur cintre et imposer un lancement préalable avant ripage.

### 2.4.2 - Détails du montage d'une charpente par ripage

Le montage d'un ouvrage par ripage débute par la construction d'appuis provisoires parallèlement aux appuis définitifs de l'ouvrage existant (cas le plus fréquent d'un ouvrage à reconstruire).

On construit alors le nouveau tablier (charpente, dalle et équipements) au-dessus des appuis provisoires et sensiblement à son altitude définitive. La circulation est basculée sur ce nouveau tablier, ce qui permet la démolition de l'ancien tablier et, si nécessaire, la reconstruction de ses appuis.

On constitue entre les appuis provisoires et les appuis définitifs un chemin de ripage continu qui servira d'appui au tablier pendant le ripage. Afin de réduire le frottement pendant cette manœuvre, ce dispositif est graissé sur sa face supérieure.

Une fois ces opérations terminées, le nouveau tablier est appuyé sur le chemin de ripage par l'intermédiaire d'appareils d'appui, le plus souvent en élastomère fretté

et munis sur leur face inférieure d'une feuille de PTFE, qui glissent sur des patins en acier inoxydable disposés sur la face supérieure de la poutre de ripage.

La circulation n'est interrompue sur le nouveau tablier que pendant son transfert sur le chemin de ripage, son ripage proprement dit et les finitions, ce qui limite la coupure du trafic à environ une journée.

Le mouvement de ripage du tablier est assuré soit par poussage, *via* des vérins prenant appui sur une butée qui progresse avec l'ossature et qu'il faut déplacer à chaque fin de course des vérins, soit par traction, *via* des vérins avaleurs de câbles.

Pendant ces opérations de transfert, les efforts dans les vérins doivent être suivis avec attention pour s'assurer que le déplacement du tablier est bien strictement parallèle aux lignes d'appui. On contrôle également de manière détaillée les déformations en plan à l'aide de repères tracés sur chaque chemin de ripage.

Après contrôle de la position du tablier en fin de ripage, ce dernier est posé sur ses appareils d'appui définitifs et les installations de ripage sont déposées.

Enfin, on procède à la démolition des appuis provisoires.

Il est à noter que le phasage proposé ici n'est qu'un exemple, d'autres cinématiques pouvant être plus adaptées à la configuration et aux contraintes d'exploitation du chantier.

### 2.4.3 - Avantages et inconvénients

#### Avantages

Le montage par ripage présente plusieurs avantages :

- interruption très courte du trafic de la voie portée (environ une journée dans les cas courants) ;
- peu ou pas de travail en position haute ;
- peu de limitation du poids de la charpente du fait du faible coefficient de frottement (5 %), ce qui permet de riper l'ossature avec sa dalle et, éventuellement, ses équipements ;
- aucune plate-forme n'est nécessaire à l'arrière des culées ;
- pas de renforcements de la structure imposés par le montage, la structure étant toujours dans son schéma statique définitif.

#### Inconvénients

Le principal inconvénient de cette méthode est son coût élevé. Ce dernier est en effet grevé d'une part, par le coût important de la construction et de la démolition des appuis provisoires et d'autre part, par le coût des opérations de ripage. Il est parfois également difficile de disposer d'une aire suffisamment grande le long de l'ouvrage à remplacer.

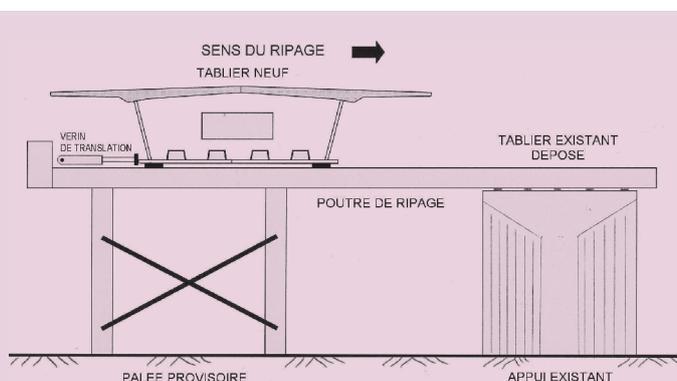


Figure 4.33 - Principe du montage par ripage

## 2.5 - Montage par hissage

### 2.5.1 - Principe et domaine d'emploi

Le montage par hissage consiste à approvisionner à l'aplomb de sa position définitive un tronçon entier de charpente, puis à le hisser jusqu'à son niveau définitif (cf. figure 4.34).

Le hissage est une méthode complexe qui est rarement utilisée car elle n'est économique que dans des cas très particuliers. Dans la pratique, elle est essentiellement utilisée pour la pose de la partie centrale d'une travée franchissant une voie navigable imposant un gabarit important, cette travée étant en général plus grande que les autres et ne se répétant pas. En effet, dans ce contexte, le lançage est peu adapté, de même qu'une pose à la bigue qui serait trop onéreuse voire impossible. Au contraire, le hissage permet de procéder au levage d'un tronçon de plusieurs centaines, voire plusieurs milliers de tonnes en quelques heures, ce qui limite beaucoup la gêne au trafic sur la voie navigable.

### 2.5.2 - Montage par hissage

Après montage des travées adjacentes – souvent terrestres – selon une méthode plus courante que le hissage (grutage, lançage, voire une combinaison des deux...), la partie centrale de la travée franchissant la voie navigable est amenée sur un ponton, puis hissée grâce à des outils placés aux extrémités des consoles prolongeant les travées déjà en place, comme cela a été fait pour la grande travée du viaduc de l'Aveyron, sur l'autoroute A20.

Le positionnement des pontons peut être effectué à l'aide de treuils ancrés dans les berges, un treuil de halage situé dans l'axe du pont pouvant servir au réglage fin à l'aplomb des torons en attente qui serviront au levage.

Le hissage est réalisé à l'aide de câbles, soit à l'aide des treuils de traction mouflés, soit à l'aide de vérins avaleurs. Les appareils de levage sont mis en place sur des ossatures provisoires fixées sur les consoles des tronçons déjà réalisés, ces dernières étant conçues et dimensionnées pour recevoir ces ossatures et supporter les efforts induits par le hissage proprement dit.

Pour pouvoir hisser en toute sécurité le tronçon central entre les parties de la charpente en encorbellement et permettre un bon réglage des joints de soudure, on peut prévoir un écartement entre extrémités des consoles supérieur de quelques centimètres à la longueur du tronçon à hisser. Après hissage, pour rapprocher les extrémités en regard, il faut alors soit soulever provisoirement les appuis adjacents aux piles principales, soit ramener l'une des travées adjacentes, préalablement reculée, à sa position longitudinale définitive.

En alternative à cette méthode, on peut aussi donner au tronçon hissé une longueur légèrement plus faible que sa longueur théorique et rabouter après hissage une pièce d'environ 50 cm de longueur dont les dimensions doivent être déterminées très précisément, en tenant compte notamment des effets thermiques.

Après réglage des joints, le tronçon de charpente hissé est raboté aux amorces déjà en place.

### 2.5.3 - Avantages et inconvénients

#### Avantages

Lorsque la mise en place s'effectue par hissage, les principaux travaux d'assemblage sont réalisés au sol ou en usine, donc dans des conditions optimales de sécurité et de qualité. La zone franchie étant en général une voie fluviale fortement circulée, la possibilité d'assembler la charpente ailleurs et de ne l'approvisionner qu'au dernier moment limite à une, voire deux demi-journée(s) l'interruption du trafic fluvial. Enfin, le poids des colis peut être très important, les câbles et vérins pouvant être multipliés pour s'adapter à la charge à lever.

#### Inconvénients

Comme les éléments à mettre en place sont de très grandes dimensions, les moyens utilisés sont souvent conçus sur mesure – ce qui rend leur réemploi très incertain – et doivent intégrer des appareillages de secours. Par ailleurs, l'importance des éléments à déplacer impose des conditions de sécurité très sévères, qui impactent directement le coût du montage.

En outre, les manœuvres de hissage – qui sont très complexes et nécessitent des équipes particulièrement compétentes – doivent être effectuées sous couverture météo, la vitesse du vent devant être très faible (inférieure à 5 m/s).

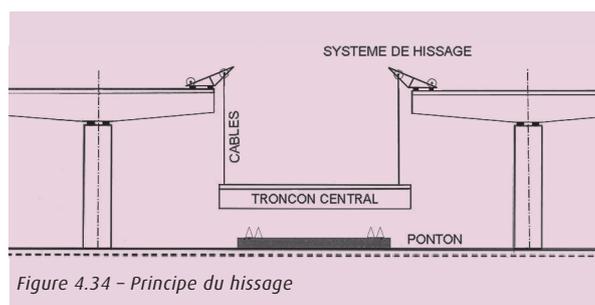


Figure 4.34 – Principe du hissage

## 3 - Mise sur appareils d'appui provisoires de bétonnage et mise sur appuis définitifs

Pour éviter l'introduction de rotations parasites dans les appareils d'appui définitifs, susceptibles de nuire à leur bon fonctionnement ou de les dégrader avant même leur mise en service, la charpente métallique est en général posée sur des appareils d'appui provisoires avant coulage ou mise en place de la dalle.

### 3.1 - Descente de la charpente

Lorsqu'elle est grutée, la charpente est posée directement sur appareils d'appui provisoires de bétonnage. En revanche, lorsqu'elle est lancée, il faut d'abord assurer son transfert depuis les appareils de lancement vers les appareils d'appui provisoires de bétonnage. La charpente est ainsi prise en charge par des vérins pour pouvoir évacuer les appareils de lancement. Elle est ensuite posée sur camarteaux, puis descendue vers les appareils d'appui provisoires de bétonnage.

Cette descente est effectuée par une succession de dévérinages et de mises sur calages de reprise (cf. figure 4.35). Ces dévérinages sont réalisés par palier, chaque palier correspondant à la hauteur des profils élémentaires constituant les camarteaux (soit 15 à 20 cm), et sont identiques sur un même appui, les vérins étant asservis en déplacement. L'écart différentiel de nivellement à respecter entre les poutres est à calculer au cas par cas car il est fonction de la raideur en torsion de la charpente ; plus l'ossature est raide (caisson/bipoutre), plus cet écart est à limiter. On peut considérer un écart de 25 mm comme un ordre de grandeur courant mais non généralisable.

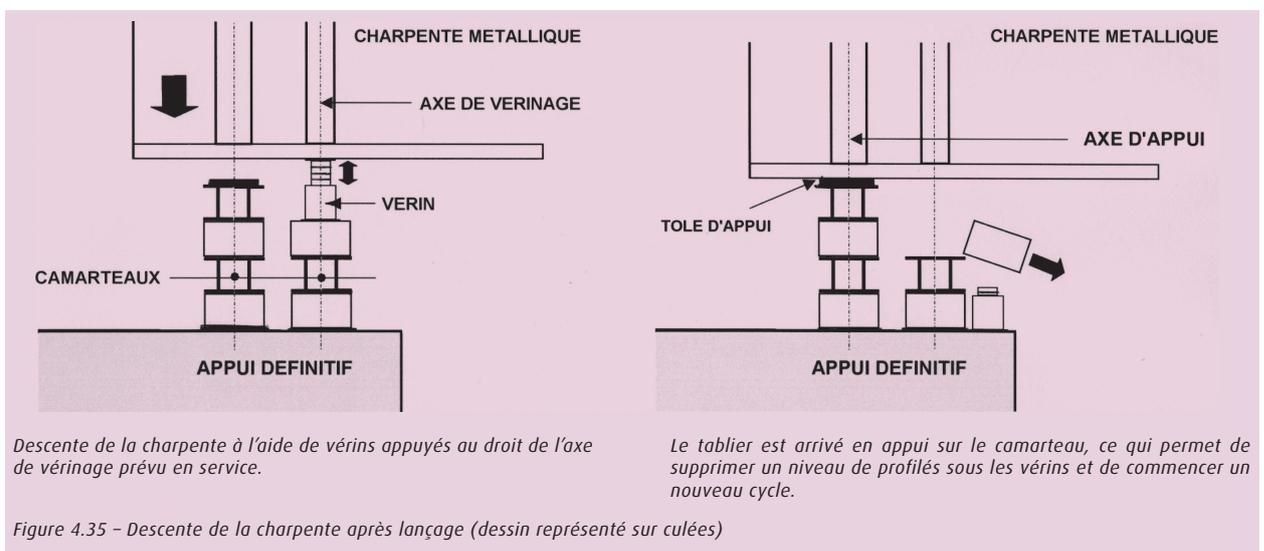
Le phasage de dévérinage entre les différentes lignes d'appui doit être mené en fonction des dispositions prévues par le calcul. Les déplacements imposés sur une ligne d'appui modifiant l'ensemble des réactions d'appui de l'ouvrage, il convient en particulier de s'assurer que ces dernières restent toutes positives.

### 3.2 - Appareils d'appui provisoires

Les appareils d'appui provisoires sont calés pour assurer au tablier sa cote quasi définitive. Ils sont souvent constitués d'appareils d'appui en élastomère fretté, qui ont l'avantage d'être assez tolérants vis-à-vis des déformations et autorisent de fortes rotations, munis de dispositifs de glissement afin d'assurer les degrés de liberté nécessaires au fonctionnement de la charpente en phase provisoire.

Quand les appareils d'appui définitifs sont des appareils d'appui à pot, il est recommandé de ne pas les utiliser comme appareils d'appui provisoires, en particulier sur culées où les rotations sont assez importantes. En effet, ces appareils d'appui présentent une capacité de rotation plus faible que ceux en élastomère fretté et les désordres éventuellement générés en construction dans les appareils d'appui à pot sont beaucoup plus difficiles à détecter.

Quand le tablier repose en service sur des appareils d'appui en élastomère fretté, on peut envisager d'utiliser ceux-ci durant l'exécution du hourdis. Il est alors indispensable d'effectuer en fin de chantier un vérinage de relaxation des appareils d'appui, au moins sur culées, afin de libérer les déformations parasites subies durant les phases de bétonnage. Sur piles, cette opération doit être envisagée au cas par cas, les déformations étant plus limitées.



### 3.3 - Mise en place des cales biaisées

Après bétonnage de la dalle et avant la pose du tablier sur les appareils d'appui définitifs, on procède au soudage des cales biaisées. Leur biais est déterminé en fonction des rotations constatées de telle sorte que la surface d'appui soit parfaitement horizontale. On peut également fixer provisoirement les cales biaisées sous les membrures inférieures par soudure de pointage après les opérations de lançage, avant la mise du tablier sur appareils d'appui provisoires de bétonnage et ne les souder définitivement qu'après réalisation de la dalle sous réserve d'avoir soigneusement contrôlé leur horizontalité et leur planéité. Dans ce cas, le biais des platines aura été calculé préalablement de façon théorique en tenant compte notamment des rotations liées au bétonnage du hourdis.

Le lançage de la charpente munie de ses cales biaisées est déconseillé. Cette disposition oblige en effet à prévoir des pièces métalliques biseautées permettant de rattraper la dénivellée entre la cale biaisée et la semelle inférieure et conduit à une augmentation de l'effort de traction (ou de poussage) à développer du fait de l'augmentation de la pente locale qui s'ensuit. Cette méthode est particulièrement inopportune si le lançage doit, de surcroît, être effectué avec un tronçon de dalle. Enfin, si l'horizontalité des cales biaisées ne respecte pas la tolérance prévue (3 ‰) après montage de la charpente et bétonnage de la dalle, il est particulièrement délicat de démonter les cales déjà soudées.

Après la réalisation complète du hourdis, la charpente est placée sur les appareils d'appui définitifs.

## 4 - Dénivellations d'appui éventuelles

Les éventuelles dénivellations d'appui sont mises en œuvre après achèvement complet du hourdis.

Le profil en long de l'ouvrage avant dénivellation doit naturellement intégrer les dénivellations prévues, c'est-à-dire que les dénivellations d'appui doivent être prises en compte pour la détermination des contre-flèches de fabrication.

Les dénivellations d'appui sont mises en œuvre par vérinages successifs des différents appuis, en respectant des paliers dont l'amplitude est calculée pour éviter notamment la fissuration de la dalle. Elles doivent être menées en tenant compte des écarts maximaux admissibles sur un même appui dans le sens transversal. À cet effet, et compte tenu de la raideur en torsion acquise par la structure devenue mixte, le pilotage des vérins doit être assuré en déplacement de façon à limiter cet écart transversal à quelques millimètres, la tolérance précise étant à déterminer au cas par cas.

En alternative à une dénivellation d'appui sur pile, on peut procéder dans certains cas à une surélévation d'appui sur culée, comme cela a été fait au viaduc de Monistrol d'Allier, en Haute-Loire.

## 5 - Maintien d'un point fixe durant la construction

Durant toutes les étapes de la construction du tablier (montage de la charpente, construction de la dalle, etc.), il faut s'assurer de l'existence d'un point fixe permettant de maîtriser la position définitive du tablier. En effet, sous l'effet des variations thermiques (quotidiennes jour/nuit et saisonnières été/hiver), la charpente a tendance à se déplacer par frottement sur ses appuis provisoires de bétonnage et, une fois la dalle coulée sur une certaine longueur, il n'est plus possible de corriger la position du tablier.

Cette exigence, particulièrement importante pour les grands ouvrages, impose de prévoir des dispositions particulières au niveau de cet appui et de justifier par le calcul le dimensionnement des matériels utilisés pour le point fixe ainsi que celui des appuis et fondations correspondants.

## 6 - Bibliographie associée

### Lançage

RT [MON 96] [VIL 96] [POI 97] [LEB 98]  
[CHA 00] [ARG 00] [AVR 01] [CHA 01] [POU 01] [DEM 02]  
[CAL 02] [MAN 02] [CHA 03] [DUB 04] [DUM 06] [MAR 07]

BOA [FON 95] [VIL02 96] [BAR 06]

OTUA [VIL01 96] [ABI 96] [VIL 99] [DEZ 03] [TAV 04]

### Lançage avec mât de haubanage

RT [GIL 01]

BOA [BOU 01]

OTUA [GIL 04]

### Lançage avec la dalle

RT [ROU 98]

BOA [BAR 06]

### Pose à la grue terrestre

RT [COU 95] [MEU 96] [LEN 98] [BOR 03] [HAU 07]

BOA [VIO 08]

### Pose à la bigue

RT [CAR 00]



401



402



403



404

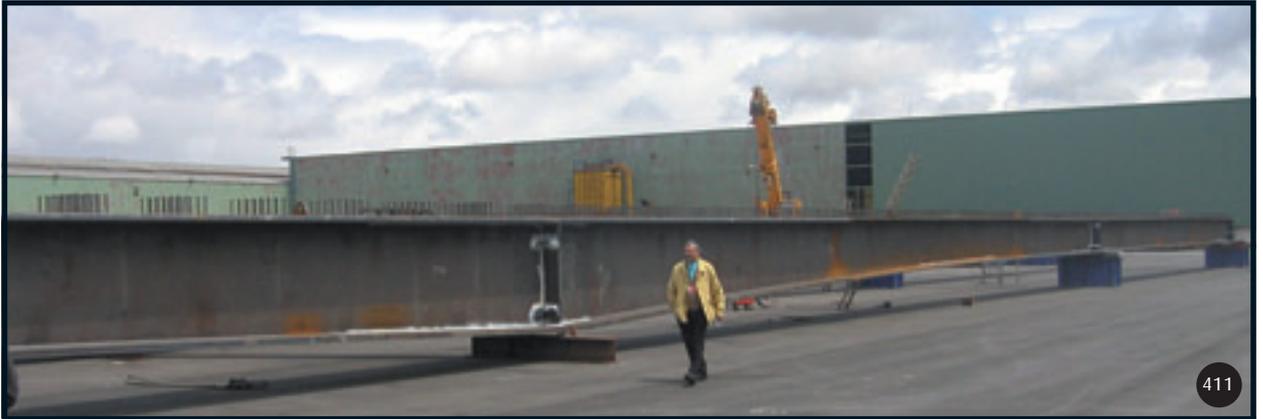


405



406

401 : Transport d'un bipoutre par voie routière. 402 : Transport d'un caisson par voie routière. 403 : Portique de déchargement d'un caisson transporté en deux moitiés. 404 : Déchargement à la grue mobile d'un caisson transporté en deux moitiés. 405 : Transport d'un bipoutre à entretoises complet par voie fluviale. 406 : Transport d'une poutre par voie ferrée.



411



412



414



413



415



416

411 : Montage à blanc en usine. 412 : Clame. 413 et 414 : Aires d'assemblage et de lancement. 415 : Camarteaux par profilés métalliques boulonnés. 416 : Camarteaux par cales bois.



421



422



423



424



425



426



427

421 et 422 : Chaises à galets à balancier. 423 : Chaises élémentaires. 424 et 425 : Patins de glissement. 426 et 427 : Treuils.



431 et 432 : Mouflages. 433 : Vérins avaleurs de câbles. 434 et 435 : Queues de traction. 436 et 437 : Bâti de poussage.



441



442



443



444



445

441 et 442 : Avant-becs à poutres à âmes pleines. 443 et 444 : Avant-bec en treillis. 445 : Avant-bec mixte (treillis/âmes pleines) précastré.



451 et 452 : Contreventements provisoires. 453 : Guidage latéral intégré dans la chaise à galets. 454 : Guidage latéral par profilé. 455 et 456 : Guidages latéraux avec vérin horizontal. 457 : Contrepoids de lançage.



461 et 462 : Mâts de haubannage. 463 à 465 : Ancrage des haubans provisoires sur la charpente définitive.



471 : Pose d'une poutre avec une grue mobile sur pneus. 472 : Pose d'un tronçon de bipoutre avec une grue sur chenilles. 473 : Pose d'un tronçon de caisson avec une grue mobile sur pneus. 474 et 475 : Pose de travées entières de bipoutres à l'aide de bigues.



481 et 482 : Palées provisoires courantes. 483 : Palée provisoire de grande hauteur pour montage d'un caisson à béquilles. 484 et 485 : Corbeaux d'assemblage. 486 : Dispositif de ripage transversal.

# Chapitre 5

## Exécution de la dalle

►► Le présent chapitre présente les modalités d'exécution de la dalle d'un ouvrage mixte. La première partie traite de l'exécution par coulage en place à l'aide d'équipages mobiles. La deuxième partie est consacrée à l'utilisation de dalles préfabriquées clavées. La troisième et dernière partie présente des méthodes moins courantes comme la construction entièrement sur prédalles, la mise en place par poussage de plots coulés derrière une culée ou encore la construction par coffrages traditionnels.

### 1 - Préambule

La suite du présent chapitre regroupe les principales techniques d'exécution des dalles de pont mixte en deux grandes familles : le coulage en place et la préfabrication.

Le coulage en place est une méthode qui présente de très nombreux avantages. Il minimise en effet le nombre de joints dans la dalle, permet de corriger les imperfections géométriques de la charpente et optimise le tonnage de ferrailage de la dalle et la consommation d'acier de charpente.

La préfabrication présente également des avantages :

- elle réduit les effets du retrait qui participent pour beaucoup à la fissuration de la dalle ;
- elle permet une industrialisation de la fabrication a priori source d'une meilleure qualité ;
- elle permet enfin une exécution plus rapide de la dalle.

La préfabrication présente néanmoins certains inconvénients majeurs :

- diminution du monolithisme de la dalle ;
- multiplication de joints de clavage pouvant être source de fragilité ;
- pose des éléments de dalle préfabriqués souvent délicate ;
- bétonnages des clavages délicats car encombrés par les aciers de recouvrement et les connecteurs ;
- moins bonne maîtrise de la géométrie finale du tablier ;
- augmentation des ratios de ferrailage passif du fait des très nombreux clavages ;

• légère augmentation du tonnage de la charpente métallique du fait d'un fonctionnement mixte plus tardif. Compte tenu de ce qui précède, il faut privilégier le coulage en place et n'envisager la préfabrication que dans des cas bien particuliers :

- charpentes avec géométrie complexe ;
- environnements difficiles (zones de gel sévère, proximité de caténares, etc.) ;
- délais d'exécution de la dalle à réduire au maximum (ouvrages situés au-dessus de voies très circulées, ouvrages à reconstruire en urgence, etc.).

En outre, pour ces cas particuliers, il est recommandé d'établir un DCE basé sur cette méthode de construction et prévoyant toutes les dispositions de détails que requiert cette méthode.

### 2 - Exécution de la dalle par équipages mobiles

#### 2.1 - Principe général de la méthode

Le coulage en place avec des équipages mobiles consiste à construire la dalle *in situ*, par tronçons (ou plots) de 8 à 20 m de longueur, à l'aide d'outils circulant sur la charpente métallique.

La dalle de la grande majorité des ponts mixtes est construite avec cette méthode car cette dernière est bien adaptée aux ouvrages comportant une charpente simple comme les bipoutres à entretoises, de loin les plus nombreux.

#### 2.2 - Découpage en plots de la dalle

Pour un ouvrage ne comportant pas de pièce de pont, le découpage en plots est effectué en tenant compte des longueurs des travées, de la nécessité de réaliser les plots sur appuis après ceux en travées, mais aussi de considérations liées au matériel lui-même (réemploi d'équipages existants, maîtrise des déformations,

maîtrise du poids, etc.). Des plots allant de 8 à 20 m ont déjà été réalisés mais la longueur la plus courante est de 12 m.

Pour un ouvrage comportant des pièces de pont, ces dernières constituant une contrainte très forte pour les équipages mobiles, les plots ont pour longueur deux ou trois entraxes de pièces de pont, soit environ 8 ou 12 m.

Le dossier de consultation des entreprises comporte en général des indications sur les principales hypothèses adoptées par le maître d'œuvre (poids des équipages mobiles, caractéristiques de l'avant-bec, etc.) ainsi que le découpage en plots et la cinématique choisie. Cependant, ces derniers ne sont en général pas contractuels et peuvent souvent être aménagés par l'entrepreneur sous réserve notamment du maintien de la durabilité de la dalle.

## 2.3 - Conception générale des équipages mobiles

Un équipage mobile est une structure provisoire composée d'une charpente métallique et de plateaux coffrants reposant sur l'ossature du tablier.

Lorsqu'il y a lieu de coffrer avec cet outil la partie située entre les semelles supérieures de la charpente, par exemple parce que l'utilisation de coffrages perdus n'est pas souhaitable, on utilise un équipage complet à trois plateaux coffrants, un pour la partie centrale et un pour chaque encorbellement (cf. figure 5.1).

Lorsque, au contraire, il n'est pas nécessaire de coffrer avec l'équipage cette partie, par exemple parce que celle-ci est coffrée par une prédalle ou la tôle supérieure d'un caisson fermé, on utilise un équipage mobile partiel ne coffrant que les parties en encorbellements de la dalle et ne comprenant donc que deux plateaux coffrants latéraux (cf. figure 5.2).

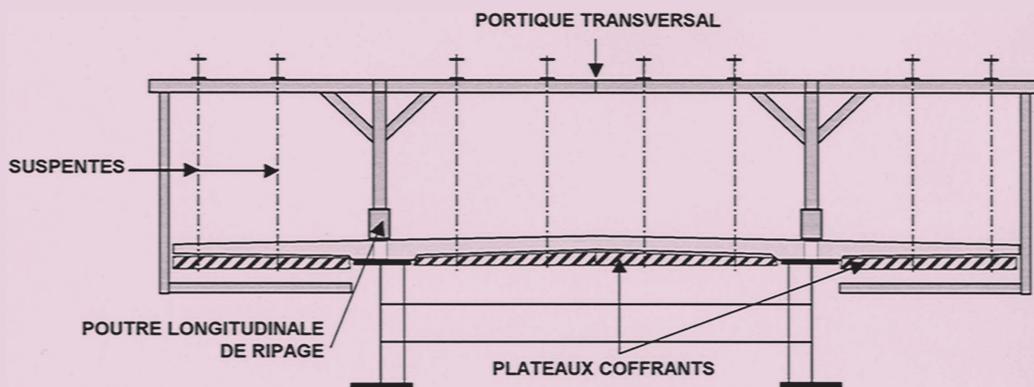


Figure 5.1 - Équipage mobile complet

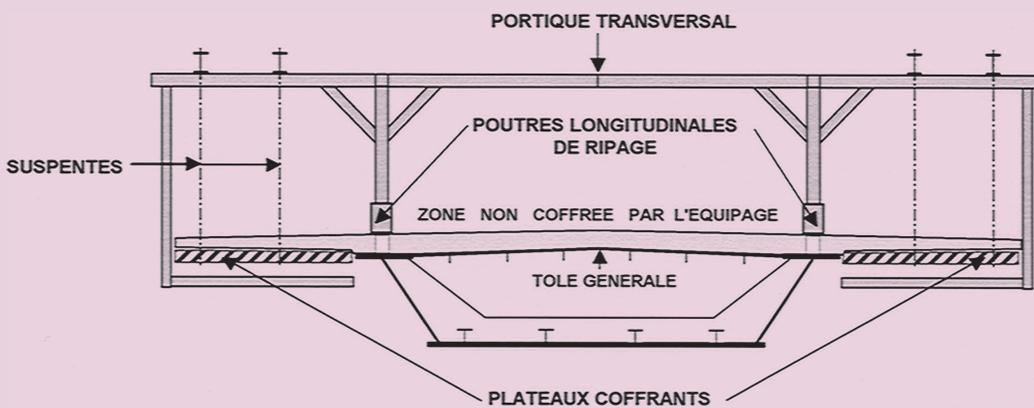


Figure 5.2 - Équipage mobile partiel

### 2.3.1 - Équipements mobiles pour bipoutres à entretoises

Dans le cas d'un ouvrage de type bipoutre à entretoises simple (tablier de hauteur constante ne comportant que des entretoises), l'équipage mobile comporte en général des profilés longitudinaux de ripage appuyés sur les semelles supérieures des poutres, des portiques transversaux appuyés sur les profilés de ripage et des poutrelles longitudinales reliant entre eux les portiques. Cette ossature supporte, par l'intermédiaire de suspentes, des plateaux coffrants situés entre le dessous de la dalle et le dessus des entretoises (cf. figures 5.1 et 5.3).

En phase statique, les profilés longitudinaux de ripage, qui supportent tout l'équipage, sont appuyés sur des plots d'appui métalliques traversant le ferrailage du plot de dalle à réaliser. Les plateaux coffrants sont quant à eux suspendus aux portiques transversaux par les suspentes qui traversent le béton.

En phase de déplacement, le plateau coffrant la partie centrale de la dalle est désolidarisé des suspentes et

descendu sur la semelle supérieure des entretoises équipées de rouleurs ou de plaques inox provisoires. Le plateau peut alors être facilement déplacé de la longueur d'un plot à l'aide, par exemple, d'un tire-fort (cf. figure 5.4).

Une fois cette manœuvre effectuée, on peut avancer la charpente supérieure de l'équipage mobile et les plateaux coffrant les encorbellements, au préalable descendus sur des profilés latéraux en forme de C. Cette seconde manœuvre s'effectue grâce à des tire-fort, les profilés de ripage roulant sur les plots d'appui.

Les actions de libération des suspentes et de descente des plateaux coffrants nécessitant des interventions humaines et des contrôles visuels, des accès à la sous-face de l'ouvrage sont nécessaires. La desserte des zones sous encorbellements s'effectue par des passerelles fixes accrochées à l'équipage mobile. Au contraire, la desserte de la zone entre poutres s'effectue par une passerelle mobile totalement indépendante de l'équipage mobile (cette passerelle n'est pas représentée sur les figures 5.1 à 5.6 pour faciliter leur compréhension).

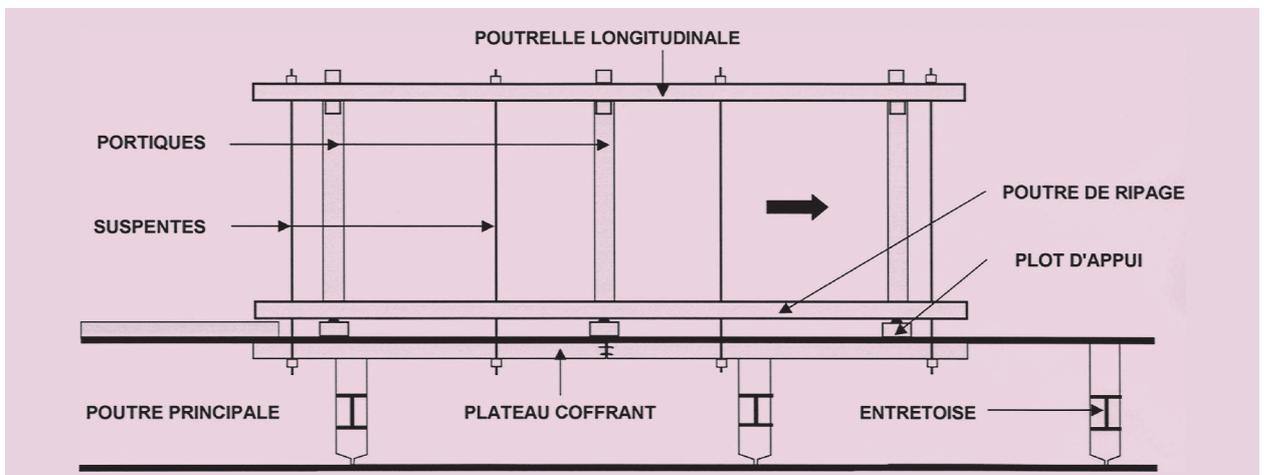


Figure 5.3 - Vue longitudinale d'un équipement mobile pour bipoutre à entretoises (le ferrailage du plot en construction n'est pas représenté)

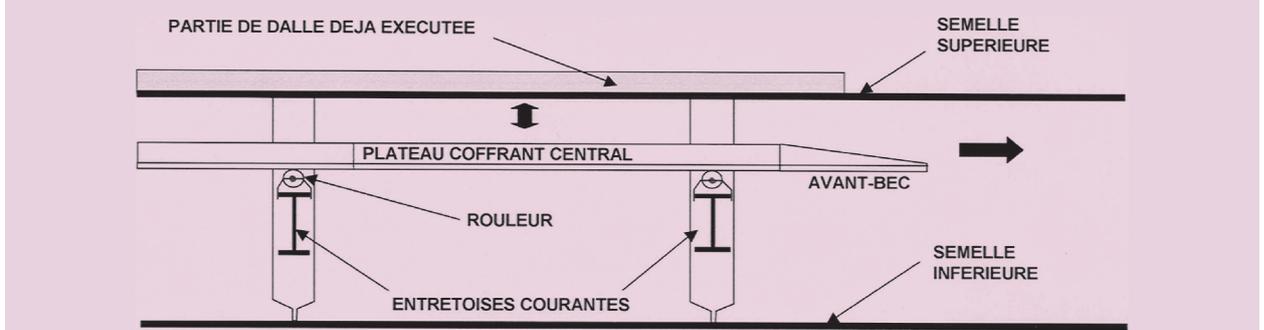


Figure 5.4 - Translation du plateau coffrant central

Nom	Largeur	Longueur des plots	Poids d'un équipage
Pont d'Aubenas	10,70 m	10,60 m	45 t
Viaduc des six Mariannes	11,00 m	9,75 m	35,5 t
Viaduc de l'Alse à Foix	11,25 m	12 m	52 t
Viaduc de Lapalisse	11,30 m	var. de 10,20 à 10,96 m	~ 25 t
Viaduc de l'Alagnonnette	11,32 m	9,765 m	20 t
Viaduc de Cambrai	12,40 m	12,50 m	36 t
Viaduc du Cher	14,80 m	11 m	43 t
Pont sur la Loire	var. de 11 à 12,60 m	10 m	22 t
Viaduc de Rieucros	var. de 12,7 à 13,80 m	var. de 11,44 à 12,47 m	36 t
Pont de Triel	var. de 12 à 13,50 m	var. de 11,40 m à 13,50 m	48 t

Tableau 5.1 - Dimensions des plots et poids des équipages mobiles

Le tableau 5.1 donne les dimensions des plots et le poids des équipages mobiles complets utilisés sur quelques ouvrages à entretoises récents.

Au stade d'un avant-projet, le poids d'un équipage mobile complet peut être pris égal à la surface des plots à exécuter multipliée par une valeur comprise entre 0,2 et 0,4 t/m<sup>2</sup>.

### 2.3.2 - Difficultés spécifiques à certains bipoutres à entretoises

Lorsque le tablier présente une hauteur variable, il est fréquent que les entretoises soient positionnées d'autant plus bas qu'on s'approche des piles.

En général, cette situation ne pose pas de gros problèmes, en particulier au moment du déplacement du plateau

central. En effet, même posé sans précaution particulière sur deux entretoises successives, ce dernier adopte une pente longitudinale très faible.

Toutefois, il existe des cas où la pente prise par le plateau coffrant central serait trop importante pour que son déplacement s'effectue sans risque. Dans ce cas, il faut introduire entre le dessus des entretoises courantes proches de la pile et les rouleaux, des chaises réhaussées qui compensent la différence de hauteur et permettent de conserver le plateau coffrant central sensiblement horizontal (cf. figure 5.5).

Lorsque le tablier comporte des pièces de pont au droit des piles, ce qui est toutefois de plus en plus rare, il n'est plus possible de déplacer le plateau coffrant central comme expliqué ci-dessus. Il faut alors le faire passer sous la pièce de pont, soit en le descendant jusqu'au

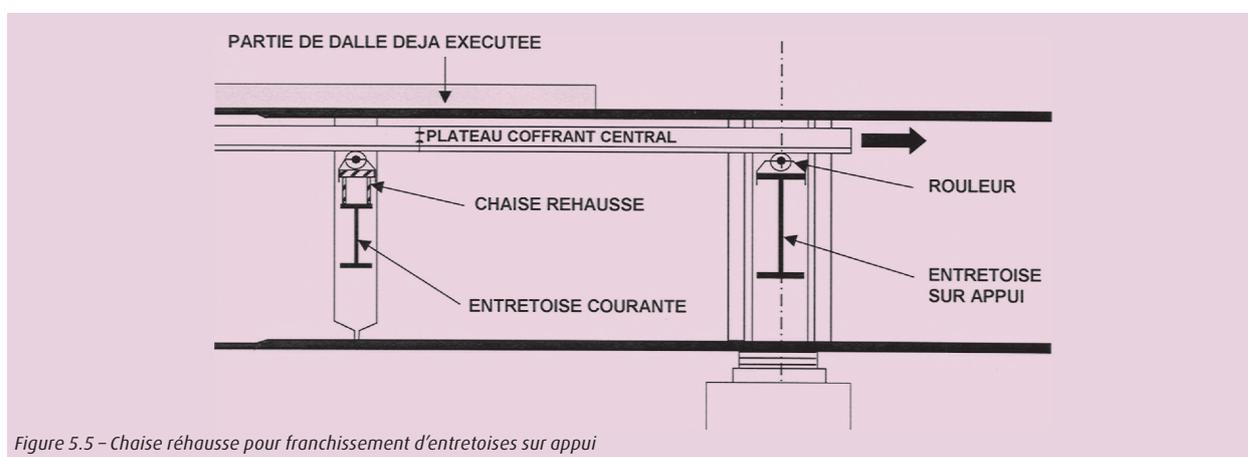


Figure 5.5 - Chaise réhaussée pour franchissement d'entretoises sur appui

terrain naturel, soit en le déposant sur un outil roulant sur les semelles inférieures des poutres principales. Dans les deux cas, cette manœuvre nécessite son démontage en éléments assez courts pour passer entre les entretoises et la pièce de pont sur appui (cf. figure 5.6).

### 2.3.3 - Équipements mobiles pour bipoutres à pièces de pont avec consoles

La conception des équipements pour tabliers à pièces de pont est beaucoup plus complexe que celle des équipements pour tabliers à entretoises.

Les pièces de pont étant au contact de la dalle, pour déplacer les plateaux coffrants, il faut les descendre à un niveau bien inférieur à celui des semelles inférieures des pièces de pont, sur une structure provisoire roulant sous les pièces de pont.

Ceci conduit à découper les plateaux coffrants en éléments de longueur égale à la distance entre les pièces

de pont, multipliant ainsi leur nombre. Par exemple, un équipement réalisant par plots de 12 m la dalle d'un ouvrage comportant des pièces de pont avec consoles espacées de 4 m, comportera trois séries de trois plateaux coffrants de 4 m chacun.

La figure 5.7 montre le principe d'un équipement mobile comportant des plateaux coffrants centraux déplaçables à l'aide d'une passerelle roulant sur les semelles inférieures des poutres principales et d'une chaise à ciseaux et des plateaux coffrants latéraux, déplaçables grâce à deux passerelles roulant à la fois sur les semelles inférieures des poutres et sur des rails provisoires fixés au bout des consoles des pièces de pont.

La figure 5.8 montre un autre principe d'équipement mobile comportant une charpente roulant, grâce à deux grands profilés en U, sur les semelles inférieures des poutres principales et supportant les trois séries de plateaux coffrants. Contrairement au précédent, cet équipement mobile doit être déposé pour franchir les piles.

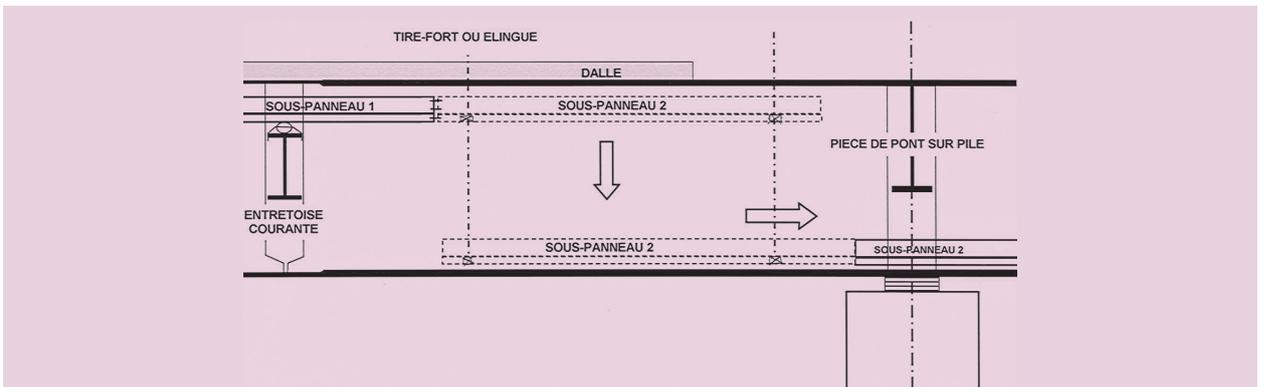


Figure 5.6 - Déplacement/démontage du plateau coffrant central au droit d'une pièce de pont sur appui

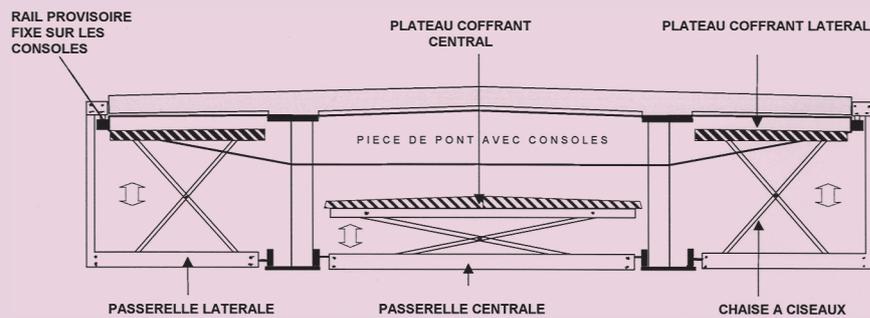


Figure 5.7 - Équipage mobile pour tablier à pièces de pont avec consoles / exemple n° 1

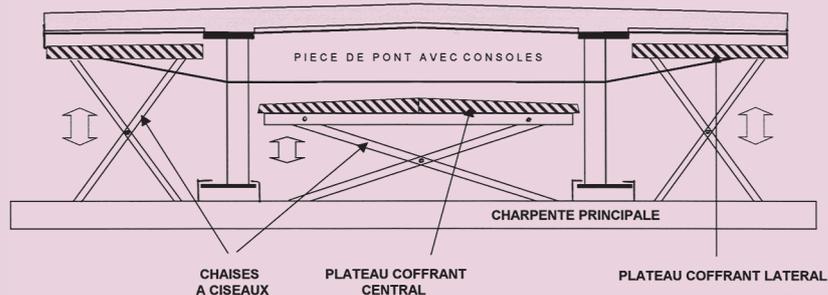


Figure 5.8 - Équipage mobile pour tablier à pièces de pont avec consoles / exemple n° 2

Quel que soit le principe d'équipage, les plateaux coffrants une fois mis en place sous la dalle reposent sur les semelles inférieures des pièces de pont, ce qui permet de libérer les passerelles et les chaises à ciseaux et de ne pas avoir à dimensionner ces dernières sous le poids du béton frais (cf. figure 5.9).

Le tableau 5.2 donne les dimensions des plots et le poids des équipages mobiles utilisés sur quelques ouvrages à pièces de pont avec consoles récents.

Nom	Largeur	Longueur des plots	Poids d'un équipage
Pont aval sur la Durance, à Avignon	21 m	12 m	42 t
Viaduc aval de Centron	13,50 m	8,25 m	50 t
Viaduc de la Maine	20,90 m	11,80 m	-

Tableau 5.2 - Dimensions des plots et poids des équipages mobiles

Il y a lieu de noter que les pièces de pont et notamment leurs consoles peuvent être dimensionnées par la phase de bétonnage de la dalle. En effet, à ce stade, les pièces de pont ne bénéficient pas encore de la contribution de la dalle, ce qui est très défavorable.

### 2.3.4 - Équipages mobiles pour bipoutres à pièces de pont sans console

Pour coffrer la dalle d'un bipoutre comportant des pièces de pont sans console, on peut adopter des équipages mobiles comprenant d'une part, la charpente supérieure et les plateaux latéraux d'un équipage mobile pour bipoutre à entretoises et d'autre part, pour la partie centrale, les plateaux, la chaise à ciseaux et la passerelle mobile d'un équipage pour bipoutre à pièces de pont avec consoles (cf. figure 5.10).

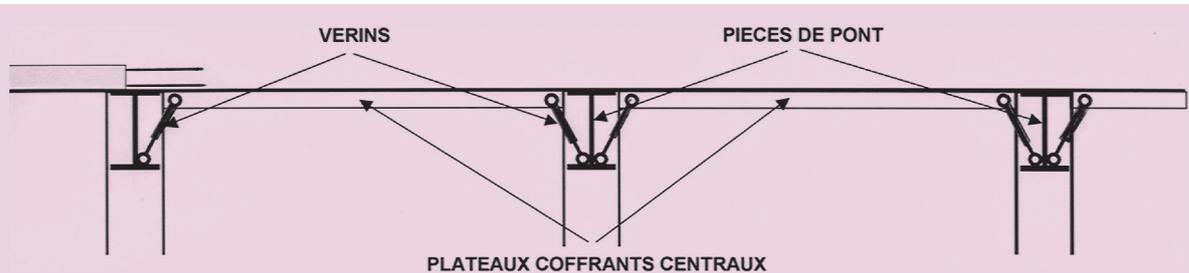


Figure 5.9 - Conditions d'appui des plateaux coffrants en situation de bétonnage (le ferrailage du plot en construction n'est pas représenté)

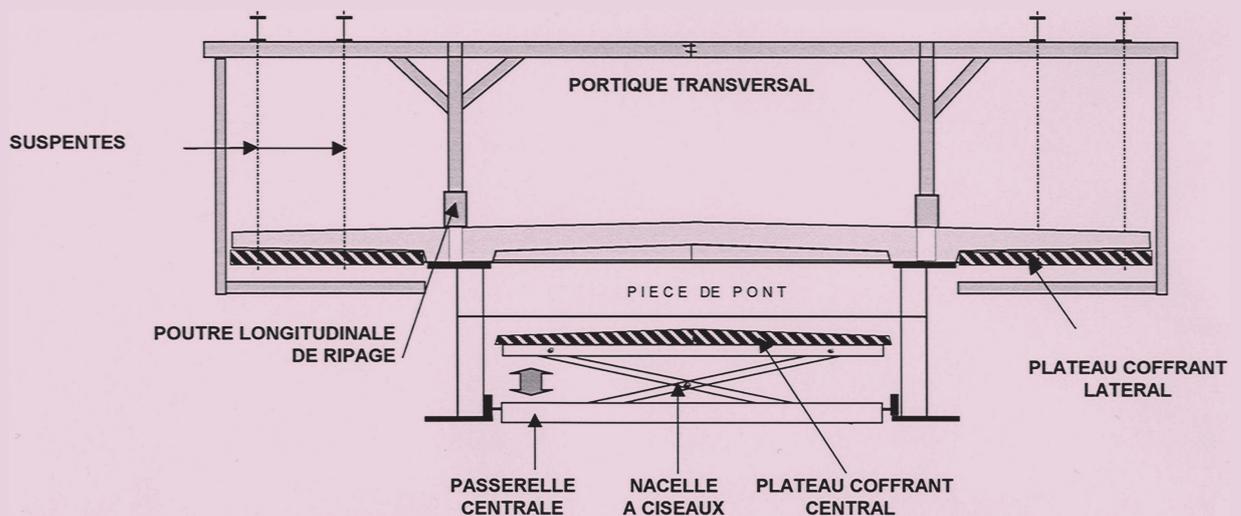


Figure 5.10 - Équipage mobile pour bipoutre à pièces de pont sans console

### 2.3.5 - Équipements mobiles pour caissons sans pièce de pont

Pour coffrer la dalle d'un caisson sans pièce de pont, on peut utiliser des équipements mobiles comprenant la charpente supérieure et les plateaux coffrants latéraux d'un équipement mobile pour bipoutre à entretoises. Au centre, les cadres courants et les diaphragmes gênent fortement la descente, puis le roulement longitudinal du plateau central, on peut utiliser un plateau coffrant suspendu, composé de poutres manportables qu'on démonte et transporte à chaque phase (cf. figure 5.11).

## 2.4 - Modalités de mise en œuvre du ferrailage

### 2.4.1 - Mise en œuvre dans les équipements mobiles

Il y a une vingtaine d'années, le ferrailage des dalles de ponts mixtes était le plus souvent assemblé « dans l'embaras des équipements mobiles ».

De nos jours, ce ferrailage – en général placé à l'avancement indépendamment du phasage de bétonnage – est le plus souvent constitué de cages d'armatures préfabriquées hors des équipements. Cette disposition permet de sortir cette tâche du chemin critique du chantier et facilite la mise en œuvre.

De ce fait, le ferrailage de la dalle n'est plus assemblé dans les équipements mobiles que dans des cas particuliers : charpente de géométrie complexe, pas d'espace disponible près du pont pour assembler les cages, moyens de levage très limités, etc.

### 2.4.2 - Pose de cages préfabriquées à la grue et à leurs emplacements définitifs

Lorsque le tablier se situe à moins d'une quinzaine de mètres au-dessus du terrain naturel, les cages peuvent être préfabriquées au sol, puis posées sur la charpente déjà en place à l'aide d'une grue mobile ou d'une grue à tour et ce, directement à leurs emplacements définitifs.

### 2.4.3 - Préfabrication des cages suivie d'une translation

Lorsque la pose à la grue de cages préfabriquées n'est pas possible, celles-ci peuvent être mises en place depuis l'une des culées à l'aide de chariots ou de chenilles roulant sur les semelles supérieures de la charpente, entre les deux files centrales de connecteurs (cf. figure 5.12). Ces dispositifs sont des profilés métalliques équipés de roues ou de rouleurs, en général au nombre de 8 ou 10 suivant la longueur des cages, liés entre eux par un profilé longitudinal. Le risque de coincement étant très élevé, ils sont souvent équipés de skis de guidage à l'avant et à l'arrière.

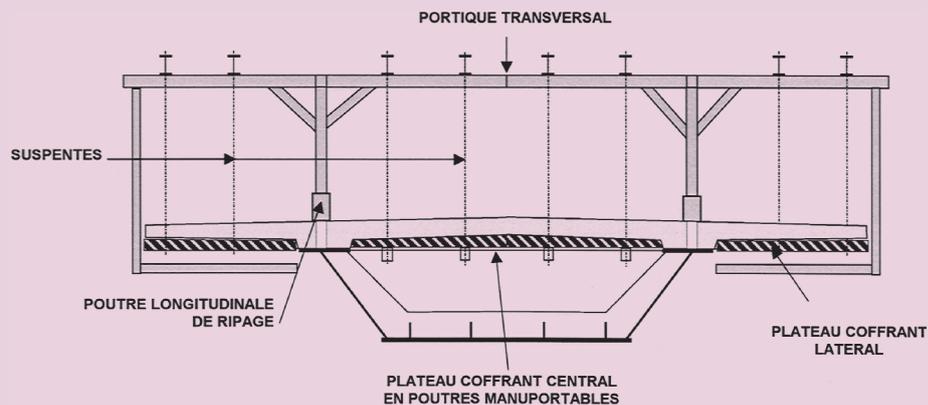


Figure 5.11 – Équipage mobile pour caisson sans pièces de pont

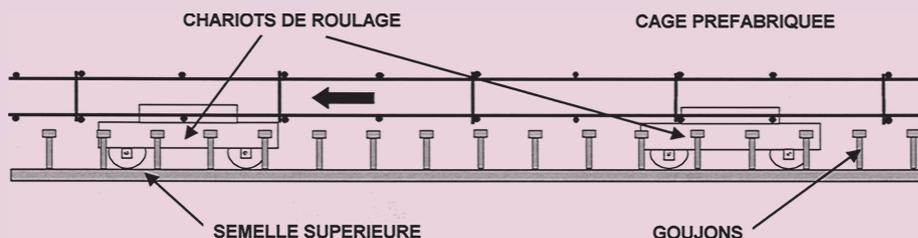


Figure 5.12 – Déplacement des cages d'armatures par chariots ou chenilles

Une fois la cage amenée à son emplacement définitif, elle est soulevée à l'aide de dispositifs souvent appelés « cricks » ou « chaises de levage » (cf. figure 5.13) et les chariots sont retirés un par un.

Sur les très grands ouvrages, des moyens plus sophistiqués sont parfois utilisés, tels que des chariots de transfert motorisés, voire des portiques de pose de cages motorisés. Ces moyens présentent des avantages divers : vitesse élevée, possibilité de déplacer en plan la cage avant sa pose, etc.

#### 2.4.4 - Mise en œuvre du ferrailage sur la charpente, avant lançage

Lorsque le tablier se situe à plus d'une quinzaine de mètres au-dessus du terrain naturel, sa charpente est presque toujours lancée. Dans ce cas, il peut être intéressant de lancer la charpente déjà équipée du ferrailage de la dalle. Les cages d'armatures peuvent être assemblées directement sur la charpente sur un plancher de travail mis en œuvre sur l'aire d'assemblage et de lançage. Elles peuvent également être préfabriquées au sol, puis posées à la grue sur la charpente en attente de lançage.

Les principaux avantages de cette méthode sont la qualité apportée par la préfabrication, l'absence de déplacements des cages et la réduction des tâches à accomplir une fois la charpente mise en place. Ses principaux inconvénients sont la nécessité d'utiliser un matériel de lançage dimensionné en conséquence, donc plus coûteux, la gêne apportée par le ferrailage aux opérations de dépose des chaises à galets et, dans certains cas, la nécessité de renforcer la charpente métallique pour la seule phase de lançage.

#### 2.4.5 - Précautions liées à l'utilisation de cages préfabriquées

L'utilisation de cages préfabriquées permet de réduire les tâches à effectuer dans l'équipage mobile et de ce fait, la durée d'exécution d'un plot. Elle nécessite cependant de prendre quelques précautions.

En premier lieu, un grand soin doit être apporté à la conception et à l'exécution des cages car, au moment de leur dépose sur les semelles supérieures de la charpente, des conflits géométriques peuvent se produire entre les aciers passifs et les connecteurs. Sur ce dernier point, l'utilisation par le ferrailleur de gabarits incluant la position des connecteurs et de masques pour cages paires et impaires est vivement recommandée. La descente des cages sur la charpente ne pouvant se faire que verticalement, la conception de la jonction entre deux cages voisines nécessite également une réflexion toute particulière (cf. chapitre 3).

Par ailleurs, les cages étant naturellement très souples, il faut impérativement soit les rigidifier par des barres de renfort (soit récupérables, soit abandonnées dans le béton), soit prévoir des dispositifs qui réduisent leurs flèches dans les phases où elles ne sont pas supportées par les équipages mobiles. Dans le cas contraire, les cages prennent des déformations très importantes, avec des flèches pouvant atteindre une dizaine de centimètres, qui peuvent en particulier occasionner des risques pour le personnel (chutes du personnel, basculement d'un outil posé sur le ferrailage, blocage d'un équipage en cours de déplacement, etc.).

Enfin, pour des ouvrages de grande longueur, la durée pendant laquelle une cage d'armatures est en place sur la charpente sans être bétonnée peut atteindre plusieurs semaines. Si ce délai dépasse trois mois, il peut être nécessaire de prendre des dispositions pour ne pas polluer la peinture de la charpente et les parements des appuis par des coulures de rouille provenant des cages, en particulier en atmosphère tropicale.

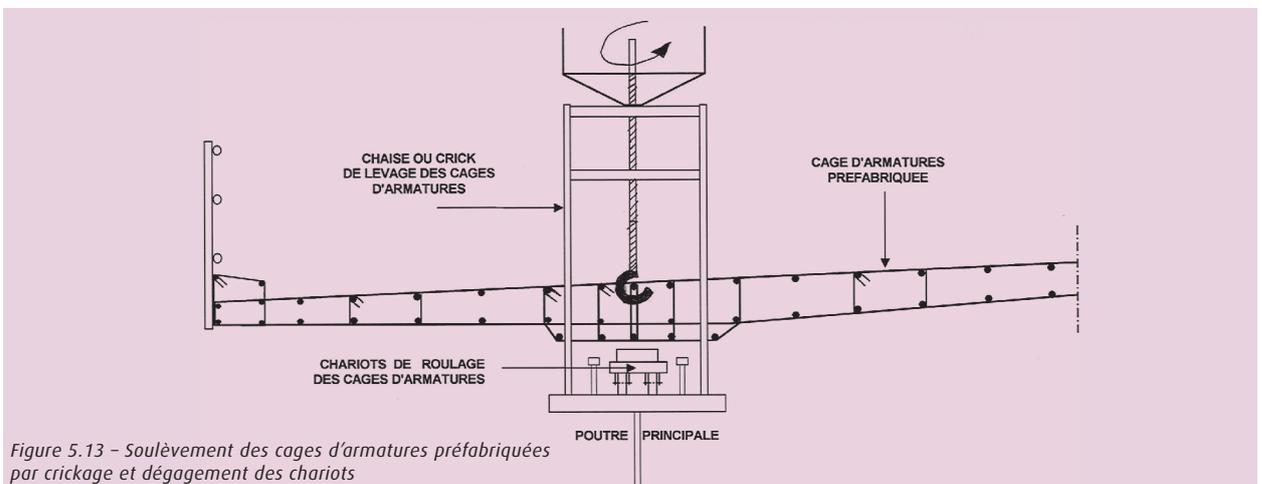


Figure 5.13 – Soulèvement des cages d'armatures préfabriquées par cricage et dégagement des chariots

## 2.5 - Nombre et cinématique de déplacement des équipages mobiles

### 2.5.1 - Cinématique de construction de la dalle

Afin de réduire au maximum les contraintes de traction dans les plots situés au droit des piles, ceux-ci doivent être bétonnés en dernier. Pour ce faire, on utilise la technique dite du pianotage qui consiste soit à réaliser tous les plots en travée, puis tous les plots sur appuis (cf. cas n° 1 de la figure 5.14), soit à construire les plots sur appuis dès réalisation des plots en travées contigus (cf. cas n° 2 de la figure 5.14), cette seconde solution étant souvent appelée « pas du pèlerin ». La cinématique de déplacement des équipages mobiles s'en déduit.

### 2.5.2 - Nombre et cinématique des équipages mobiles

On utilise un ou deux équipages mobiles par chantier. Ceux-ci sont installés lorsque toute la charpente est en place et repose sur ses appuis provisoires.

Lorsqu'on utilise un seul équipement mobile, celui-ci se déplace le plus souvent d'une culée vers l'autre, en respectant toutefois les modalités de pianotage décrites ci-dessus (cf. cas n° 1 de la figure 5.15).

Lorsqu'on utilise deux équipages, ceux-ci peuvent partir chacun d'une culée et se rejoindre au centre (cf. cas n° 2 de la figure 5.15) ou au contraire, être installés au centre du tablier et se diriger ensuite chacun vers une culée. Les deux équipages peuvent aussi se déplacer dans la même direction, le premier réalisant les plots en travée, le second les plots sur appuis (cf. cas n° 3 de la figure 5.15). Dans tous les cas, les équipages respectent les principes du pianotage décrits ci-dessus.

On notera que dans de nombreux cas, les équipages mobiles doivent passer sur les cages d'armatures préfabriquées déjà en place, ce qui impose la mise en place sur celles-ci de profilés longitudinaux provisoires en U.

### 2.5.3 - Cas particuliers

Il est parfois admis de déroger aux règles de pianotage lorsque l'ouvrage à construire franchit des voies ferrées ou des routes très circulées et qu'on estime que les « allers-retours » des équipages mobiles présentent des sujétions et des risques trop importants pour les utilisateurs des voies franchies. Cette dérogation ne doit toutefois être accordée qu'une fois toutes les solutions alternatives envisagées (lançage avec un tronçon de dalle, protection des usagers par platelages ou autres moyens, etc.).

## 2.6 - Cadence d'exécution

La cadence d'exécution des plots de dalle d'un pont mixte résulte, bien sûr, de critères économiques mais aussi de préoccupations visant à garantir la durabilité requise (résistance minimale au décoffrage, cure du béton, etc.). Il est ainsi recommandé d'attendre un délai minimal de 24 heures avant décoffrage du béton mais malgré ce délai, on peut couramment exécuter deux plots, soit 16 à 25 m de dalle par semaine et par équipement.

## 2.7 - Adaptation à la géométrie routière

La plupart des géométries routières sont compatibles avec une exécution par équipages mobiles. Pour les ouvrages de largeur variable, il faut toutefois prévoir des équipages avec plateaux modifiables dont le coût est élevé et la cadence d'exécution bien inférieure à celle donnée ci-dessus.

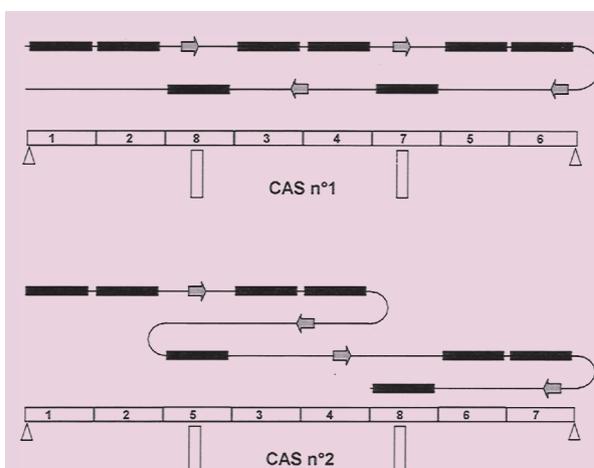


Figure 5.14 - Principe du pianotage

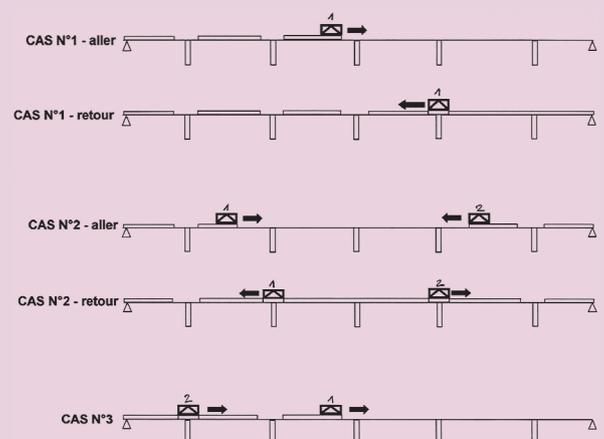


Figure 5.15 - Sens de progression générale des équipages mobiles pour différentes cinématiques

## 3 - Exécution de la dalle par préfabrication

### 3.1 - Principes généraux de la méthode

La construction de la dalle par préfabrication consiste à construire – en usine ou sur une aire proche des culées – des tronçons de dalle de 2,5 à 4 m de longueur, en pleine épaisseur, à poser ces éléments sur la charpente et, enfin, à bétonner en place les joints de clavage prévus entre eux.

Moins répandue que la construction par équipages mobiles, la préfabrication présente des avantages constructifs qui la rendent très pertinente sur les ouvrages :

- comportant une charpente ou une géométrie complexe (bipoutres ou caissons à pièces de pont, largeur variable, biais, etc.) ;
- dont le délai d'exécution est très réduit ;
- dont les conditions de site sont délicates (zones de gel sévère, chantiers très éloignés de centrales à béton, franchissement de voies circulées, etc.).

Sur le plan structurel, la préfabrication présente aussi l'avantage de réduire les effets du retrait du béton qui participent pour beaucoup à la fissuration de la dalle. En effet, le retrait à court terme – principalement thermique et endogène – n'intervient plus. De plus, lors de la pose des éléments de dalle, la part du retrait à long terme – dessiccation essentiellement – déjà effectuée est de l'ordre de 50 %.

En contrepartie, la préfabrication de la dalle nécessite un très grand soin tant dans la conception que dans la construction.

### 3.2 - Éléments préfabriqués de pleine largeur

Pour les ouvrages de type bipoutre à entretoises ou caisson sans pièce de pont, la largeur des éléments préfabriqués est celle de la dalle (cf. figure 5.16), ce qui pose le problème de leur connexion aux poutres. Pour le résoudre, on concentre les connecteurs au droit de zones de dalle qui ne sont pas bétonnées à l'usine de préfabrication et qu'on appelle des « lumières de connexion ». Ces lumières sont ensuite remplies sur le site par un béton de clavage à retrait limité avant injection au coulis de ciment du vide entre les éléments préfabriqués et le dessus des semelles. En effet, celui-ci est trop faible pour pouvoir être correctement rempli par le béton de clavage.

La longueur de ces éléments est en général de 2,50 m. Cette valeur correspond à la largeur maximale envisageable pour un transport par camions. Elle conduit également à un poids unitaire de 25 à 30 tonnes, considéré comme le maximum compatible avec des moyens de levage « raisonnables ». Elle correspond enfin au pas habituel des poteaux des barrières de sécurité les plus courantes, les barrières BN4 et BN4-16t.

Les dalles de nombreux ouvrages ont été réalisées selon cette méthode et notamment le viaduc de Monestier-de-Clermont pour l'A51, le viaduc sur la Sauldre pour l'A85, le pont sur la Dumbéa en Nouvelle Calédonie, etc.

### 3.3 - Éléments préfabriqués partiels

Pour les ouvrages – bipoutre ou caisson – à pièces de pont avec consoles, plusieurs situations peuvent être rencontrées.

Si la partie située entre les semelles supérieures de la charpente ne peut être coulée en place sans difficulté, la dalle doit être découpée en deux éléments préfabriqués d'encorbellement et un (parfois deux pour des ouvrages de grande largeur) élément préfabriqué central (cf. figure 5.17).

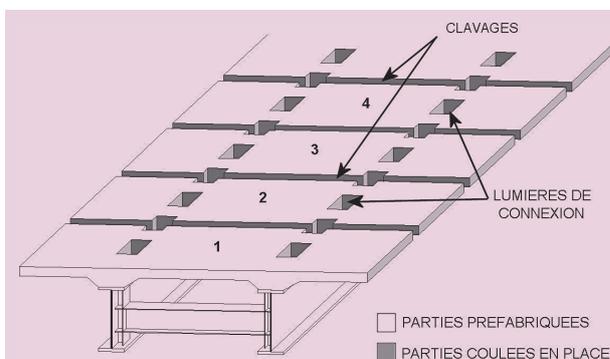


Figure 5.16 – Répartition préfabrication/coulage en place pour un bipoutre à entretoises

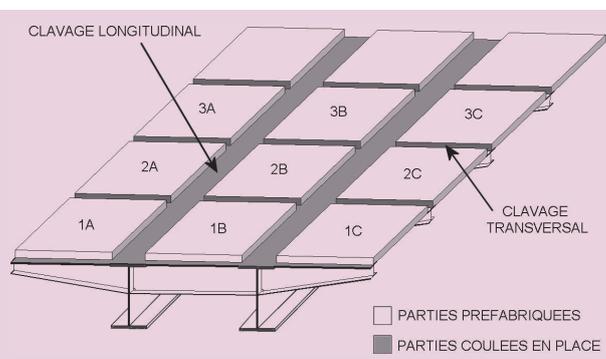


Figure 5.17 – Répartition préfabrication/coulage en place pour un bipoutre à pièces de pont avec consoles

Si, au contraire, la partie entre les semelles supérieures de la charpente peut être coulée en place sans grande difficulté, ce qui est le cas quand une prédalle, une tôle, voire un bac acier, servent de coffrage, seuls les encorbellements doivent être préfabriqués (cf. figure 5.18).

Dans les deux cas, les zones situées au droit des semelles supérieures n'ont pas besoin d'être préfabriquées, ce qui supprime la nécessité des lumières de connexion et de l'injection du vide entre les semelles et les parties préfabriquées.

En préfabrication partielle, la longueur des éléments de dalle est directement dérivée de l'entraxe des pièces de pont. Ce dernier étant voisin de 4 m, la longueur des éléments est proche de 3,60 m (hors aciers en attente). L'épaisseur de la dalle étant par ailleurs voisine de 25 cm, le poids d'un élément est en général compris entre 10 et 20 tonnes.

Les dalles du pont de Frocourt, du second pont sur le Rhône à Valence et du viaduc de Verrières ont été construites selon ces modalités.

### 3.4 - Préfabrication et stockage

Les éléments de dalle peuvent être préfabriqués soit dans une usine de préfabrication permanente, soit dans une installation foraine.

Les dalles sont presque toujours exécutées à plat à l'aide de coffrages métalliques intégrant toutes les dispositions (redans, clés, etc.) nécessaires à la création d'un frottement élevé entre les parties coulées en place et les parties préfabriquées.

Compte tenu de la faible longueur des clavages et, le cas échéant, de la présence de connecteurs, leur ferrailage, par ailleurs très dense, doit être conçu et mis en œuvre avec le plus grand soin : utilisation de gabarits et de

masques pour éléments pairs et impairs, contrôle des longueurs en attente des aciers, etc.

Une grande importance doit également être accordée à leurs conditions de stockage. Des précautions doivent ainsi être prises pour ne pas dégrader les aciers passifs en attente. Il convient également d'éviter les empilements anarchiques qui pourraient conduire à des déformations importantes des éléments de dalle, de même que les aires de stockage insuffisamment stabilisées pouvant subir des tassements significatifs.

Comme toutes pièces préfabriquées, les éléments de dalle doivent comporter des dispositifs de levage (ancres, anses) permettant leur prise en charge en toute sécurité pendant le stockage, puis par l'engin de pose.

### 3.5 - Pose des éléments préfabriqués

Les éléments de dalle préfabriqués sont en général posés à l'avancement, soit pour faciliter la circulation de l'engin les positionnant sur la charpente, soit pour optimiser le bétonnage des clavages.

Lorsque le tablier de l'ouvrage se situe près du terrain naturel et d'une voie circulaire, les éléments préfabriqués peuvent être posés avec une grue mobile située à côté du tablier en cours de construction.

Lorsque cela n'est pas le cas, les éléments préfabriqués doivent être posés avec des engins faisant la navette entre la zone de livraison des éléments préfabriqués et la zone de pose effective. En outre, ils doivent être capables de rouler à la fois sur les éléments déjà posés et sur les semelles supérieures de la charpente. Ces engins peuvent être des grues mobiles ou des engins dédiés construits spécifiquement pour le chantier.

La figure 5.19 donne les principes d'un engin assez simple posant des dalles de pleine largeur sans rotation.

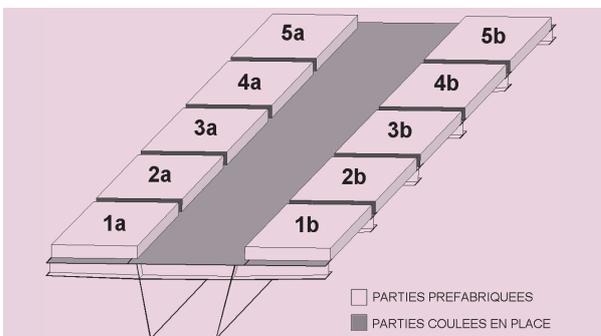


Figure 5.18 - Répartition préfabrication/coulage en place pour un caisson fermé à pièces de pont avec consoles

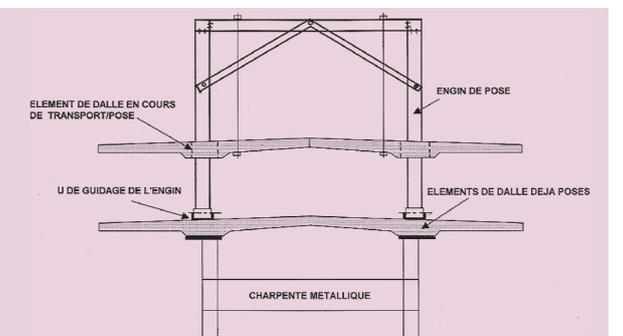


Figure 5.19 - Principe d'un engin dédié à la pose d'éléments préfabriqués de pleine largeur (cas d'un roulement sur les dalles déjà posées)

Comme pour la mise en place des cages d'armatures préfabriquées par roulage sur des chariots, il convient d'éliminer toute pièce métallique dépassant des semelles supérieures (autres bien sûr que les goujons) pouvant gêner le roulage de l'engin de pose.

Afin de prévenir tout déplacement accidentel de l'engin qui pourrait provoquer des désordres importants, il est indispensable de le guider par au moins un profilé en U fixé sur les éléments déjà posés, au droit de l'une des semelles supérieures de la charpente.

Pour des éléments partiels, l'engin de pose est plus complexe car pour pouvoir poser les dalles des encorbellements, il doit souvent être équipé d'une grue rotative.

Le tableau 5.3 donne le poids des outils de pose utilisés sur quelques ouvrages récents dont la dalle a été préfabriquée.

Nom	Type de préfabrication	Poids maximal des éléments	Poids de l'outil
Viaduc de Monestier-de-Clermont	Pleine largeur	17,5 t	45 t
Viaduc de Boulogne-sur-Mer	Pleine largeur	12,5 t	11 t
Viaduc VRL du BP est de Lille	Pleine largeur	70 t	100 t
Second pont sur le Rhône à Valence	Largeur partielle	18 t	-
Pont sur le Loing	Largeur partielle	11 t	26 t
Viaducs d'accès du 6 <sup>e</sup> pont de Rouen	Largeur partielle	18 t	22 t

Tableau 5.3 - Poids des outils de pose d'éléments de dalle préfabriqués

Dans le cas des dalles préfabriquées de pleine largeur, les efforts pendant la pose doivent être examinés avec soin car si l'élément de dalle n'est soumis qu'à son seul poids propre, sa section résistante est fortement réduite dans l'axe des semelles des poutres principales du fait des lumières de connexion.

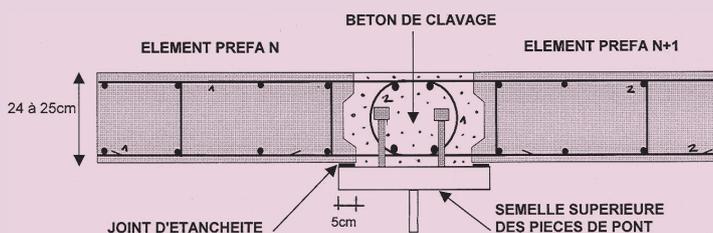


Figure 5.20 - Principe de clavage sur semelles de pièces de pont

## 3.6 - Modalités de clavage des éléments préfabriqués

### 3.6.1 - Généralités

Les clavages entre éléments préfabriqués peuvent être de deux types.

Le cas le plus simple est celui où les deux éléments à claver sont posés sur la semelle supérieure de la charpente ou d'une pièce de pont car cette semelle va servir de coffrage au béton de seconde phase. La figure 5.20 présente les dispositions qui ont été mises en œuvre sur le viaduc de Verrières et reconduites sur le second pont sur le Rhône à Valence.

Le cas où le clavage s'effectue au-dessus du vide est plus complexe. En théorie, une opération de ce type peut être réalisée de plusieurs manières :

- par coffrage traditionnel ;
- en prolongeant les éléments préfabriqués par des corbeaux métalliques en surépaisseur par rapport à la dalle ;
- en les prolongeant par des corbeaux en béton armé en surépaisseur par rapport à la dalle ;
- en les prolongeant par des corbeaux en béton armé constitués dans l'épaisseur de la dalle.

La solution par coffrage traditionnel permet une franche continuité du hourdis, c'est-à-dire la continuité de tous les aciers passifs longitudinaux, en particulier ceux de la nappe inférieure. Elle oblige toutefois à disposer un coffrage en dessous du clavage, le plus souvent maintenu par des fixations traversant les parties préfabriquées (cf. figure 5.21). Un tel procédé, utilisé par exemple sur le pont de la déviation de la RN125 à Fos, peut être utilisé sans réserve.

La deuxième solution, également très favorable sur le plan de l'intégrité de la dalle, pose le problème de la protection anticorrosion des corbeaux métalliques et n'a connu, à notre connaissance, aucune application.

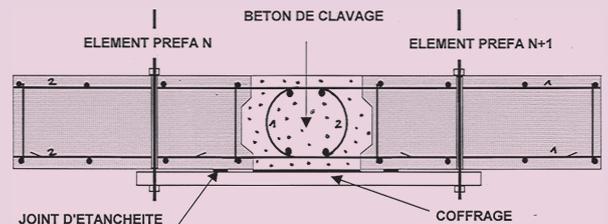


Figure 5.21 - Clavage coffré de manière traditionnelle

La solution avec corbeaux en béton en surépaisseur (cf. figure 5.22) a été utilisée sur le viaduc de la Sauldre et sur le pont sur la Dumbéa. Elle est moins intéressante que les deux premières car un peu plus difficile à coffrer et à ferrailer et car la sous-face des encorbellements, nervurée tous les 2,50 m environ, est moins satisfaisante sur le plan esthétique. En contrepartie, elle permet la continuité des aciers passifs longitudinaux supérieurs et inférieurs et ne réduit pas l'épaisseur utile de la dalle.

La solution avec corbeaux en béton intégrés dans l'épaisseur (cf. figure 5.23) a notamment été mise en œuvre sur le viaduc de Monestier-de-Clermont et sur le viaduc de Boulogne-sur-Mer. Elle présente un aspect satisfaisant et une mise en œuvre assez simple. Son principal inconvénient réside dans la discontinuité brutale d'épaisseur utile de la dalle qu'elle introduit à chaque joint et dans la réduction du bras de levier des aciers passifs longitudinaux dans le clavage. De plus, elle introduit une discontinuité des aciers passifs longitudinaux inférieurs et les positionne très près d'une reprise de bétonnage qui leur est parallèle. Elle est donc nettement moins sûre que les précédentes et ne doit plus être retenue.

Sur un même ouvrage, il arrive qu'on ait à réaliser à la fois des clavages au-dessus de poutres et des clavages au-dessus du vide. C'est notamment le cas sur les bipoutres à pièces de pont sans console et sur les caissons avec diaphragmes.

### 3.6.2 - Dimensions des clavages

Quelle que soit la technique prévue, il y a lieu d'accorder le plus grand soin à la conception et à la réalisation des clavages.

Le clavage doit permettre de boucler les aciers des éléments préfabriqués contigus, ces aciers étant liés par quatre aciers transversaux. L'épaisseur minimale du clavage est donc déterminée par le diamètre minimal du mandrin de cintrage des aciers passifs fixé par l'Eurocode 2. De plus, la longueur des clavages doit permettre un recouvrement correct des armatures de la dalle.

Dans le cas d'un clavage comme celui représenté sur la figure 5.21, ses dimensions minimales peuvent être déterminées de la manière suivante :

- épaisseur minimale du clavage : diamètre du mandrin de cintrage + deux diamètres des aciers longitudinaux + enrobages ;
- longueur minimale du clavage : épaisseur de la dalle augmentée de 15 cm (\*) environ.

Ces dimensions sont données en supposant que les aciers passifs bouclés sont situés en nappe extérieure. Conformément aux dispositions constructives fixées par l'Eurocode 2, leur diamètre doit alors être strictement inférieur à 20 mm (cf. chapitre 3).

Lorsque deux éléments préfabriqués sont posés sur la semelle supérieure de la charpente ou d'une pièce de pont (cas de la figure 5.20), la largeur minimale de cette semelle est égale à la longueur du clavage déterminée comme indiqué ci-dessus majorée des  $2 \times 5$  cm d'appui. On note que pour des dalles fortement ferrillées, les conditions de clavage peuvent conduire à élargir significativement la semelle d'une pièce de pont par rapport à une solution avec dalle coulée en place.

### 3.6.3 - Traitement des surfaces de reprise

Une attention toute particulière doit être apportée à la qualité et à la rugosité mécanique des surfaces de reprise.

Pour les surfaces parallèles à l'axe de l'ouvrage, une bonne solution consiste à prévoir des redans verticaux contribuant à la reprise du glissement longitudinal entre parties préfabriquées et parties coulées en place.

Pour les surfaces perpendiculaires, il est recommandé de prévoir des clés qui s'opposent à tout mouvement vertical.

(\*) Cette valeur a été choisie arbitrairement pour éviter l'écrasement du béton situé à l'intérieur des boucles.

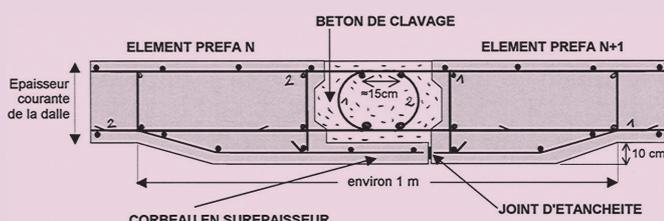


Figure 5.22 – Clavage par corbeaux en béton en surépaisseur

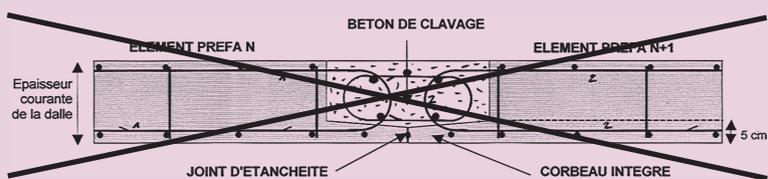


Figure 5.23 – Clavage par corbeaux en béton intégrés dans l'épaisseur

### 3.6.4 - Conditions d'appui des dalles

Il y a lieu de se préoccuper très tôt des conditions d'appui des éléments de dalle préfabriqués sur la charpente.

Des joints souples doivent toujours être mis en œuvre entre les éléments préfabriqués et le dessus des semelles supérieures, pour empêcher les fuites de laitance pendant le bétonnage des clavages (cf. figure 5.24).

En outre, pour les dalles préfabriquées en pleine largeur, il est recommandé de prévoir un dispositif de centrage appuyant l'élément au droit des âmes de la charpente et permettant, dans certains cas, un réglage altimétrique (cf. figure 5.24). Ce dispositif peut prendre plusieurs formes : nervures longitudinales de la dalle, carrés en acier pointés sur les semelles supérieures, vis de calage, etc.

Les joints souples et la hauteur du dispositif de centrage doivent être choisis pour qu'une fois l'élément de dalle posé, le vide à injecter entre les semelles supérieures et les éléments préfabriqués présente une hauteur de 10 à 15 mm.

Pour tous les types de dalles, les joints souples ne supportant pas les efforts horizontaux, en particulier avant d'être comprimés par le poids du béton, aucun déplacement horizontal d'un élément préfabriqué visant à corriger sa position transversale ne doit être effectué sans avoir au préalable soulevé cet élément.

### 3.6.5 - Ferrailage des clavages

Les clavages étant des parties très encombrées, il y a lieu de bien mettre au point les modalités de mise en œuvre du ferrailage du clavage proprement dit (aciers transversaux, cadres, aciers d'ancrage des dispositifs de retenue). Certaines dispositions particulières peuvent en effet être nécessaires.

### 3.6.6 - Cinématique de réalisation des clavages

Les clavages peuvent être réalisés :

- soit après pose de tous les éléments de dalle (cas des ouvrages de faible longueur) ;

- soit par séries, au fur et à mesure de l'achèvement des travées (cas des ouvrages de grande longueur).

Dans tous les cas, l'ordre des clavages doit être validé par le bureau d'études et le maître d'œuvre car il influence les efforts dans la charpente et dans la dalle.

### 3.6.7 - Béton de clavage

Le béton du clavage doit bénéficier d'une formulation permettant de limiter son retrait à  $1.10^{-4}$  environ avec une humidité ambiante comprise entre 70 et 80 %. Par ailleurs, sa résistance caractéristique doit être plus élevée car ce béton subit des efforts concentrés importants au droit des connecteurs.

### 3.6.8 - Injection

Dans le cas de dalles préfabriquées en pleine largeur, l'injection du vide subsistant entre le dessus des semelles des poutres et le dessous des éléments préfabriqués doit être effectué avec le plus grand soin car il constitue de fait la protection anticorrosion de la surface supérieure des semelles. Des événements doivent notamment être prévus pour permettre à l'air de s'échapper de la zone à injecter et pour contrôler l'injection. Ceux-ci sont en général placés sur les semelles avant la pose des éléments de dalle et débouchent dans les lumières de connexion.

Dans le cas de dalles préfabriquées en largeur partielle, aucune opération d'injection n'est nécessaire car les parties de semelles situées sous les éléments préfabriqués sont très réduites et, en grande partie, protégées par le retour de 50 mm de la protection anticorrosion définitive (cf. chapitre 6, « Dispositions favorisant la durabilité et la maintenance »).

### 3.6.9 - Précontrainte transversale

Il est recommandé de prévoir une précontrainte transversale dans la dalle, lorsque celle-ci est préfabriquée avec des éléments partiels.

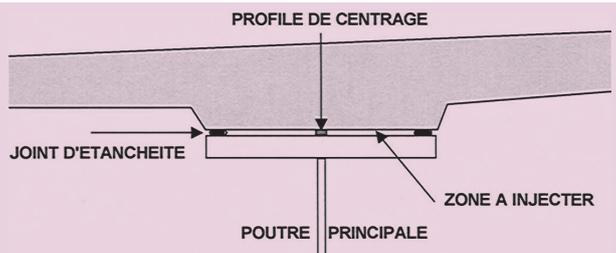
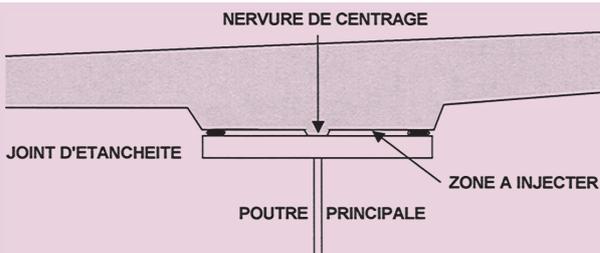


Figure 5.24 - Conditions d'appui des dalles préfabriquées en pleine largeur

### 3.7 - Cadence d'exécution

Lorsque la dalle est préfabriquée en éléments de pleine largeur, une dizaine d'éléments de 2,50 m (y compris clavages) peuvent être posés par jour et par engin de pose, soit environ 125 m de dalle par semaine de cinq jours.

Lorsque la dalle est préfabriquée en éléments partiels, sa cadence d'exécution est comprise entre 135 et 180 m par semaine de cinq jours.

### 3.8 - Autres points

La forme des dalles préfabriquées pouvant être quelconque, cette technique est compatible avec la plupart des géométries routières.

Par ailleurs, il est théoriquement possible d'intégrer dans les éléments de dalle préfabriqués les longrines d'ancrage des dispositifs de retenue. Dans la pratique, nous ne recommandons pas cette disposition qui multiplie les joints dans ces longrines et ne permet pas de leur donner un profil en long régulier corrigeant les tolérances d'exécution et de pose des dalles.

## 4 - Autres méthodes d'exécution de la dalle

### 4.1 - Coulage en place avec coffrages perdus

#### 4.1.1 - Généralités

Il est possible de coffrer tout ou partie de la sous-face de la dalle d'un pont mixte en utilisant des coffrages perdus. Cette méthode est notamment intéressante quand la manutention de plateaux coffrants est délicate.

Lorsque la sous-face du coffrage perdu se situe dans un volume ouvert, ce qui est le cas des encorbellements et des parties centrales des bipoutres et des multipoutres

ainsi que des encorbellements des caissons, on n'utilise que des coffrages de type prédalles en béton car les autres techniques présentent un risque de corrosion et ne permettent pas une homogénéité d'aspect de la sous-face de la dalle. Lorsque les travées sont modestes, ces prédalles peuvent être non participantes (cf. figure 5.25). Lorsqu'au contraire, elles sont importantes, il est préférable d'adopter des prédalles collaborantes ou participantes qui n'augmentent pas le poids de la dalle (cf. paragraphe 4.2, « Coulage en place avec prédalles collaborantes », de ce chapitre).

Lorsque la sous-face du coffrage perdu se situe dans un volume clos, ce qui est le cas de la partie centrale des caissons, on peut utiliser des tôles planes non participantes, dont le poids est très faible. Des bacs acier nervurés sont parfois utilisés mais cette technique pose un certain nombre de problèmes (difficulté de ferrailler la sous-face du fait des ondes des bacs, étanchéité au voisinage des semelles, fixations, flèches importantes sans étaieage, etc.) qui nous amènent à la déconseiller sur les ouvrages d'art.

Quelle que soit la technologie retenue, il est nécessaire de limiter les flèches des coffrages perdus pendant les phases de bétonnage. Le fascicule n° 65 du CCTG admet une tolérance de rectitude (en élévation) qui vaut  $\max [0,05\sqrt{L}, 1 \text{ cm}]$  où  $L$  est, pour un tablier à pièces de pont, la distance en cm entre les pièces de pont. Cette condition impose des exigences sévères pour les éléments de coffrage et restreint souvent leur utilisation à des ouvrages à pièces de pont ou à des petits caissons.

L'utilisation de coffrages perdus rend impossible l'inspection de la sous-face de la dalle.

#### 4.1.2 - Prédalles en béton non collaborantes

La note d'information n° 14 de février 1991 du Sétra consacrée aux coffrages perdus fixe de nombreuses prescriptions sur la conception, le calcul et la mise en œuvre des prédalles en béton (cf. figure 5.26). Elle n'est plus à jour dans la mesure où elle a été écrite pour être conforme au règlement dit BAEL91 mais peut être transposée aux Eurocodes.

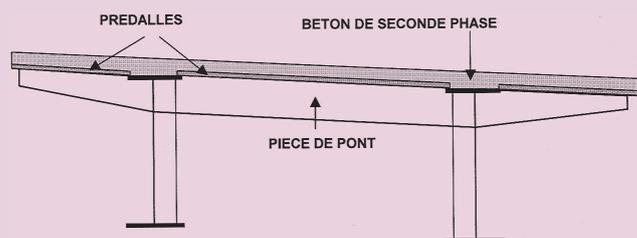


Figure 5.25 - Bipoutre à pièces de pont coffré à l'aide de prédalles

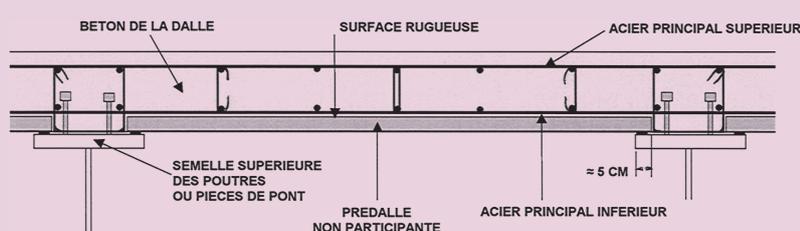


Figure 5.26 - Dalle réalisée avec des prédalles non collaborantes (le ferrailage de la prédalle n'est pas représenté ici)

Le ferrailage des prédalles en béton non participantes ne doit reprendre que les efforts s'exerçant pendant le bétonnage de la dalle (poids propre de la prédalle, poids propre du ferrailage et du béton de la dalle, surcharges de chantier) et n'est pas continu.

Comme pour les dalles préfabriquées, il convient de se préoccuper de l'étanchéité de l'interface semelles supérieures/prédalles. À cet égard, des bétons témoins ou des épreuves de convenue sont presque toujours nécessaires pour valider les dispositions à mettre en œuvre. Par ailleurs, une rugosité de la surface des prédalles est à rechercher. Rappelons également que la largeur du recouvrement prédalle/semelle doit être de 5 cm environ.

Comme pour les méthodes présentées en début de chapitre, l'exécution des tronçons de dalle doit se faire en respectant le principe du pianotage défini dans l'article consacré à l'exécution à l'aide d'équipages mobiles.

La forme des prédalles pouvant être quelconque, cette technique est compatible avec la majorité des géométries routières.

## 4.2 - Coulage en place avec prédalles collaborantes

Lorsqu'un ouvrage présente des portées importantes et qu'on doit utiliser des coffrages laissés en place, il faut s'orienter vers des prédalles collaborantes ou participantes.

Par rapport à des prédalles non participantes, ces dernières sont souvent plus épaisses – environ 50 % de l'épaisseur totale de la dalle – donc plus lourdes. Il en résulte une mise en place plus difficile qui nécessite souvent la mise au point d'un véritable portique de pose.

Une autre différence importante entre une prédalle non participante et une prédalle collaborante est son ferrailage. Le ferrailage de la première ne doit reprendre que les efforts s'exerçant pendant le bétonnage de la dalle et n'est pas continu. Le ferrailage de la seconde est beaucoup plus complexe :

- une fois le béton de seconde phase mis en œuvre, il doit aussi reprendre les efforts dus aux superstructures du tablier et aux surcharges routières ;

- il doit être continu dans le sens longitudinal et transversal ;
- il doit être conforme aux exigences de l'Eurocode 2 vis-à-vis du cisaillement le long des surfaces de reprise entre la prédalle et le béton coulé en seconde phase (cf. figure 5.27).

Compte tenu de la présence des connecteurs et de la densité du ferrailage, l'exécution et le stockage des prédalles collaborantes nécessitent les mêmes précautions que celles évoquées pour les éléments de dalle préfabriqués : utilisation de gabarits, contrôle des longueurs en attente, préservation des aciers passifs, aires de stockage de qualité, etc.

Comme pour les prédalles non collaborantes, il convient de se préoccuper de l'étanchéité de l'interface semelles supérieures/prédalles ainsi que de la rugosité de la surface des prédalles. Rappelons également que la largeur du recouvrement prédalle/semelle doit être de 5 cm environ.

Ces dernières années, la dalle de nombreux ouvrages à pièces de pont avec consoles a été réalisée entièrement avec des prédalles collaborantes, notamment le viaduc de la Laize, dans le Calvados, et les viaducs de l'Elle et du Ribeyrol, pour l'A89. Pour ces ouvrages, l'utilisation de prédalles collaborantes permet d'éviter les équipages mobiles assez complexes que nous avons décrits au paragraphe 2.3, « Conception générale des équipages mobiles », du présent chapitre. Par rapport à des dalles préfabriquées de largeur partielle, des prédalles collaborantes permettent d'utiliser des engins de levage beaucoup moins puissants et limitent fortement le nombre de reprises de bétonnage, au prix toutefois d'une vitesse d'exécution plus faible (la pose peut atteindre une cadence de quatre séries de trois prédalles (une centrale et deux d'encorbellements) par jour mais il faut ensuite achever sur place le ferrailage de la dalle et bétonner sa partie supérieure en pianotant.

Des prédalles collaborantes sont également utilisées au centre des ouvrages de type bipoutre à pièces de pont sans console ou pour faciliter le coffrage de zones de largeur variable.

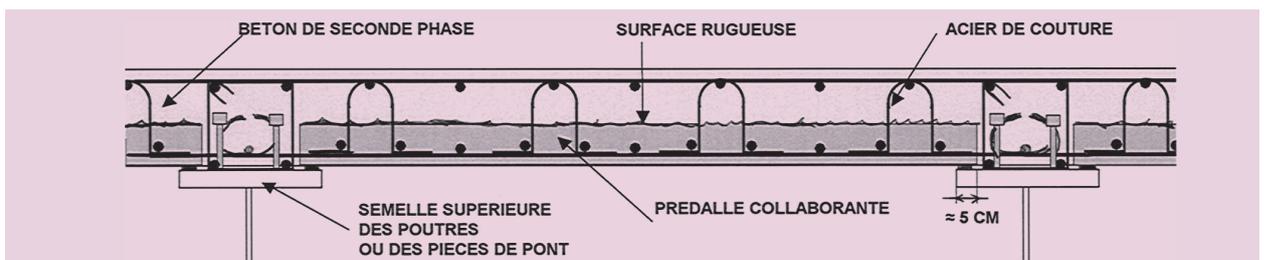


Figure 5.27 - Dalle réalisée avec des prédalles collaborantes

### 4.3 - Coulage en place sur coffrages traditionnels

Pour des ouvrages de faible longueur ou situés très loin des parcs de matériel des entreprises, il arrive parfois que la dalle soit coffrée de manière traditionnelle.

Pour des ouvrages à pièces de pont, ce coffrage peut être constitué sur toute sa largeur de poutrelles appuyées sur l'ossature secondaire.

Pour des ouvrages à entretoises, le coffrage de la partie centrale peut être supporté par des étais posés sur un platelage reposant lui-même sur les semelles inférieures des poutres, les coffrages des encorbellements étant supportés par des consoles fixées sur les semelles supérieures et inférieures des poutres (cf. figure 5.28).

### 4.4 - Mise en place par poussage de plots coulés derrière une culée

Au début des années 1990, une entreprise française de génie civil a développé et breveté une méthode de construction de la dalle d'un pont mixte s'inspirant de la technique des ponts poussés en béton précontraint. Elle consiste à couler des tronçons de dalle derrière une culée sur un bâti métallique provisoire soudé ou boulonné à la charpente, puis à déplacer par vérinage horizontal l'ensemble des tronçons déjà construits (cf. figure 5.29).

Entre 1990 et 2005, elle a été utilisée sur une dizaine d'ouvrages dont le viaduc de Varennes-lès-Mâcon et le viaduc de Brioude, sur l'Allier. Pendant cette période, compte tenu des conflits géométriques entre la dalle et les connecteurs mais aussi des problèmes de tolérances, les parties situées à l'aplomb des semelles supérieures

des poutres n'étaient exécutées qu'après achèvement du poussage, ce qui imposait la mise en place dans la dalle, en construction, de gros profilés transversaux et, en service, d'une précontrainte transversale (cf. figure 5.30).

Depuis fin 2005, l'entreprise met en œuvre une nouvelle technique reprenant les mêmes grands principes mais permettant de supprimer la précontrainte transversale et les profilés de liaison. Utilisée notamment sur le pont en arc sur le Tech, à Vila, et sur le pont de la Route des Tamarins franchissant la ravine Bras Mouton à la Réunion, cette technique consiste à bétonner sur le bâti métallique provisoire la moitié supérieure haute de la dalle au droit des semelles supérieures puis, en fin de chantier, à bétonner l'espace résiduel. Ce dernier, dit tunnel de connexion, est rempli avec un béton autoplaçant, donc très fluide, grâce à des poches débouchant sur l'extrados de la dalle (cf. figure 5.31).

Dans cette nouvelle technique, la connexion de la charpente au béton de remplissage du tunnel est assurée de façon classique par les goujons et celle de ce béton au reste de la dalle est effectuée par l'intermédiaire de clés de cisaillement multiples disposées de façon continue le long des faces subverticales du tunnel ainsi que par les poches de connexion qui font office d'ergots de blocage.

La liaison entre la connexion et la dalle est complétée par un ferrailage mis en œuvre autour des connecteurs avant poussage de la dalle, noyé en fin de construction dans le béton autoplaçant.

Pendant la construction, la dalle est guidée, à l'arrière, grâce à un dispositif fixé sur le bâti métallique provisoire et, à l'avant, grâce à des petits profilés métalliques provisoires. Brêlés sur la dalle, de part et d'autre de chaque semelle supérieure, ces profilés imposent à la dalle de suivre le tracé en plan des poutres principales.

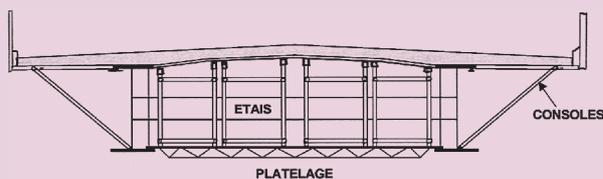


Figure 5.28 - Coffrage traditionnel de la dalle d'un bipoutre à entretoises

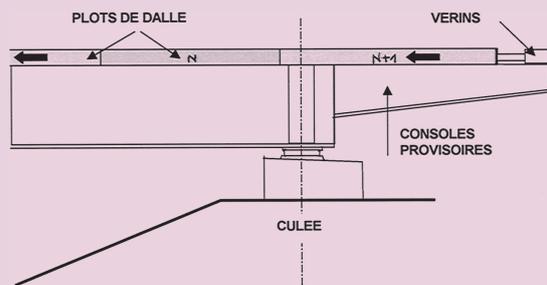


Figure 5.29 - Principe du banc de poussage

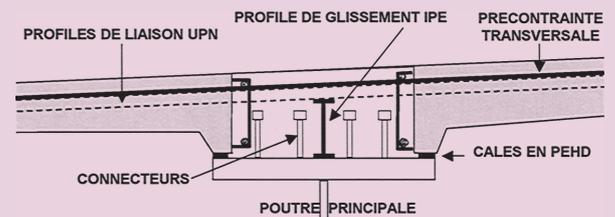


Figure 5.30 - Modalités de liaison entre encorbellements et partie centrale en construction adoptées jusqu'en 2005

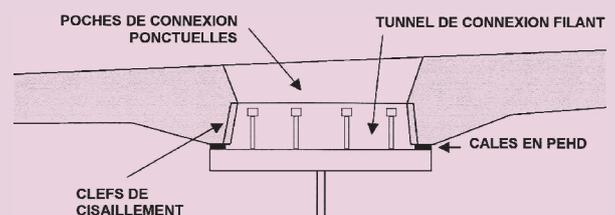


Figure 5.31 - Modalités de liaison entre encorbellements et partie centrale en construction adoptées depuis 2005

Dans ses deux formes, cette méthode, qui ne peut pas constituer la solution de base d'un appel d'offres, présente les avantages de la technique du poussage des tabliers en béton précontraint : postes de travail sans risque de chute, fiabilité des joints par recouvrement d'aciers passifs, cadence d'exécution élevée, etc.

Ses principaux inconvénients sont la difficulté de maîtriser la géométrie et notamment le profil en long, l'importance des efforts horizontaux à exercer sur les derniers tronçons de dalle (ces efforts, internes, sont toutefois sans influence sur les appuis) et les conditions de liaison encorbellements/partie centrale, notamment en construction. On note également que le ferrailage transversal mis en œuvre au droit des connecteurs ne respecte pas *stricto sensu* l'Eurocode 4 dans la mesure où aucun acier transversal ne traverse l'interface béton normal/BAP, ce qui impose une validation par des essais du bon fonctionnement de la connexion entre ces deux bétons.

Contrairement aux autres méthodes développées dans ce chapitre, le poussage ne permet de réaliser que des tabliers dont le tracé en plan et le profil en long ne sont chacun constitués que d'un seul élément (alignement droit ou cercle).

Avec cette méthode, des cadences d'une dizaine de mètres de dalle par jour peuvent être atteintes.

## 4.5 - Connexion différée et préfabrication totale avec précontrainte

### 4.5.1 - Connexion différée

À la fin des années 1990, une autre entreprise française a breveté un principe dit de connexion différée. Celui-ci consiste à :

- livrer la charpente sur le site sans ses goujons ;
- exécuter la dalle en laissant des réservations individuelles cylindriques de 80 mm de diamètre au droit des futurs goujons (cf. figure 5.32) ;

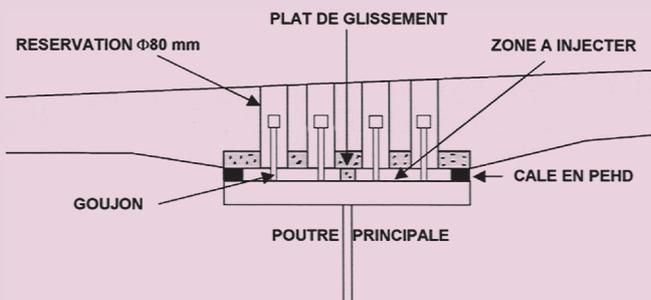


Figure 5.32 – Dispositions prévues dans la dalle au droit des poutres en cas de connexion différée

- souder les goujons sur les semelles supérieures à l'aide d'un pistolet à rallonge ;
- injecter les réservations des connecteurs et les éventuels vides subsistant entre le dessus des semelles supérieures et la dalle.

Les avantages de ce principe sont la possibilité de faire une dalle sans renfort et sans lumière de connexion (uniquement des réservations), et l'absence de concentrations de goujons. Ses principaux inconvénients sont son coût élevé et l'impossibilité de contrôler la soudure en pied de goujons.

Ce principe a été utilisé avec succès sur le PS13 (ouvrages à deux travées) de l'autoroute A85 et sur le viaduc de l'Yonne, pour lequel un plot de dalle de 27 m a été lancé avec la charpente sans être connecté.

### 4.5.2 - Préfabrication totale avec précontrainte

La dalle de quelques ouvrages mixtes (pont de Manosque pour l'A51, PS13 pour l'A85) a été exécutée selon la technique des voussoirs préfabriqués conjugués collés mise au point pour les tabliers en béton précontraint préfabriqués (cf. figure 5.33).

Contrairement à la méthode d'exécution de la dalle par préfabrication décrite au paragraphe 3 du présent chapitre, « Exécution de la dalle par préfabrication », cette technique consiste à préfabriquer l'intégralité de la dalle du tablier, sans prévoir de clavages coulés en place, puis, après pose des éléments de dalle sur la charpente, à les assembler par une précontrainte longitudinale intérieure au béton de la dalle visant à comprimer les joints, et, enfin, à les connecter aux semelles supérieures.

Comme pour les tabliers en béton précontraint, les éléments préfabriqués comportent à leurs extrémités des clés permettant de garantir leur bon positionnement vertical et transversal et la transmission des efforts de cisaillement. Ils reçoivent une application de colle époxy.

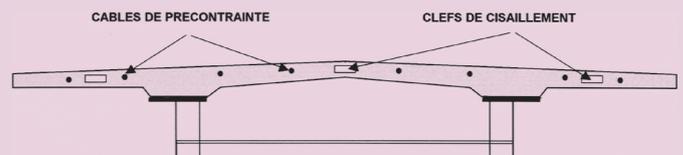


Figure 5.33 – Dalle en voussoirs préfabriqués conjugués collés

Cette technique ne présente un intérêt que pour des ouvrages à deux ou trois travées. Ses principaux avantages sont :

- la durabilité de la dalle, du fait de ses conditions d'exécution et de sa précontrainte longitudinale ;
- la vitesse de pose des éléments de dalle, qui constitue un atout important pour des ouvrages à construire au-dessus de voies en circulation.

Les principaux inconvénients de la méthode sont le coût de la préfabrication et du transport des dalles, le coût de la mise en œuvre des câbles de précontrainte d'autant plus élevé que les unités sont de faible puissance, ainsi que la nécessité de faire un calcul avec fluage scientifique.

Dans le cas du PS13 de l'autoroute A85, le principe de connexion différée présenté ci-avant a été utilisé car particulièrement bien adapté.

## 5 - Bibliographie associée

### Construction par équipages mobiles

RT [POI 97] [LEB 98] [LEN 98] [POU 01] [MAN 02] [DUM 06]

BOA [LAC 96]

### Préfabrication en pleine largeur

RT [VIL 96] [MEU 96] [BOR 03]

BOA [LEG 05] [VIO 08]

OTUA [VIL01 96] [VIL 99]

### Préfabrication en largeur partielle

RT [GIL 01] [DUB 04]

OTUA [TAV 04]

### Coffrages perdus et prédalles collaborantes

RT [MON 96] [JOL 08]

OTUA [MOS 09]

### Poussage

BOA [PET 95]

### Connexion différée

RT [ROU 98] [CHE 01]

BOA [BAR 00]

OTUA [CHE 01]



501 à 503 : Vues générales de divers équipages mobiles pour bipoutres à entretoises. 504 : Vérins de déplacement d'un équipage. 505 : Plateau coffrant central d'un équipage pour bipoutres à entretoises. 506 et 507 : Nacelles pour intervention en sous-face de la dalle.



511



512



513



514



515



516



517

511 : Rouleur de déplacement d'un équipement. 512 : Grillage pour reprise de bétonnage entre plots. 513 et 514 : Bétonnage d'un plot. 515 : Equipage mobile partiel pour caisson simple. 516 et 517 : Passerelle avec nacelle à ciseaux pour pose des plateaux coffrants centraux d'un bipoutre à pièces de pont.



521



522



523



524



525



526

521 : Bipoutre à entretoises lancé avec son ferrailage. 522 : Pose à la grue avec palonnier d'une cage pour bipoutre à pièces de pont. 523 : Bâti de roulement de cages d'armatures préfabriquées, dont chariots. 524 : Roulement sur la charpente d'une cage préfabriquée à l'aide d'un bâti. 525 : Cricks ou chaises de levage. 526 : Déformation excessive d'une cage préfabriquée d'un bipoutre à entretoises.



531



532



533



534



535



536



537

531 : Aire de préfabrication d'éléments de dalle préfabriqués. 532 : Ferrailage avec gabarits d'éléments de dalle préfabriqués. 533 et 534 : Éléments de dalle de pleine largeur en attente de clavage et de connexion. 535 : Stockage d'éléments de pleine largeur. 536 et 537 : Engins de pose d'éléments de dalle préfabriqués de pleine largeur.



541



543



542



544



545



546



547

541 : Clavage entre éléments de dalle de pleine largeur. 542 : Carrés de centrage d'éléments de pleine largeur. 543 : Coffrage traditionnel d'un clavage entre éléments de dalle de pleine largeur. 544 : Eléments de largeur partielle. 545 : Détails des surfaces de reprise d'éléments de largeur partielle. 546 et 547 : Engins de pose d'éléments de largeur partielle.



551



552



553



554



555



556

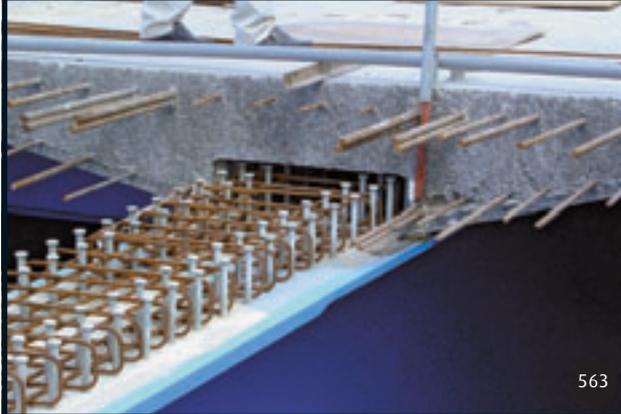


557



558

551 : Nœud de clavage à la jonction pièce de pont/poutre. 552 : Lumière de connexion. 553 : Coffrage par bacs acier de la partie centrale du hourdis d'un caisson. 554 : Détails de la fixation et de l'étanchéité d'un bac acier au droit d'une semelle supérieure. 555 : Coffrage de la partie centrale d'un caisson par tôle perdue. 556 : Prédalles non collaborantes. 557 : Prédalle collaborante. 558 : Engin de pose de prédalles collaborantes.



561 : Prédalles collaborantes incluant une partie du ferrailage supérieur de la dalle. 562 : Vérins de poussage de plots coulés en place à l'arrière d'une culée. 563 : Dalle en cours de poussage, avec tunnel de connexion. 564 : Détail d'une poche de connexion d'une dalle poussée montrant les clefs de cisaillement du tunnel de connexion.

# Chapitre 6

## Dispositions favorisant la durabilité et la maintenance

►► Le présent chapitre détaille les dispositions à prendre dès la conception d'un ouvrage mixte pour garantir sa durabilité et faciliter sa maintenance.

### 1 - Principes généraux favorisant la maintenance

D'une manière générale, il convient d'adopter pendant la conception et la construction de l'ouvrage toutes les dispositions nécessaires pour qu'il soit possible d'examiner et d'entretenir toutes ses parties, y compris, le cas échéant, l'intérieur des parties creuses, sans que cela nécessite la mise en œuvre de moyens lourds.

Cette possibilité étant garantie, l'ouvrage doit être équipé de manière à ce que les opérations de gestion et de surveillance puissent s'effectuer dans le respect de la législation du travail et notamment de la loi n° 93-14-18 du 31 décembre 1993, loi qui a notamment institué la notion de « dossier d'intervention ultérieur sur ouvrage » (DIUO).

Enfin, ces possibilités d'accès doivent exister sans soumettre l'ouvrage à des risques de vandalisme.

### 2 - Protection anticorrosion de la charpente

#### 2.1 - Généralités

L'acier a une tendance naturelle à s'oxyder en milieu aérien, immergé ou enterré. La corrosion dite atmosphérique (en milieu aérien) est due à l'humidité présente à la surface de l'acier et elle est accélérée en présence d'eau et d'agents polluants. Pour lutter contre ce phénomène, des traitements de protection contre la corrosion sont appliqués à la surface des éléments métalliques.

#### 2.1.1 - Corrosivité du site

Tous les sites n'ont pas la même agressivité vis-à-vis de la corrosion de l'acier. La norme NF EN ISO 12944-2 définit plusieurs catégories de corrosivité qui peuvent être appréciées en suivant des échantillons témoins normalisés pendant une année et en mesurant les pertes de masse constatées. Ces catégories sont :

- C1 très faible ;
- C2 faible ;
- C3 moyenne ;
- C4 élevée ;
- C5I très élevée (industrie) ;
- C5M très élevée (marine) ;
- Im1 immergé en eau douce ;
- Im2 immergé en eau de mer ;
- Im3 dans le sol.

Seules six de ces catégories de corrosivité ont été retenues dans le fascicule n° 56 du CCTG, qui traite de la protection contre la corrosion des ouvrages métalliques. Il s'agit des catégories de corrosivité C2, C3, C4, C5M, Im1 et Im2, également appelées classes d'environnement.

#### 2.1.2 - Choix des systèmes anticorrosion

Il existe trois familles de systèmes de protection anticorrosion :

- les systèmes par peinture sur acier mis à nu ;
- les systèmes par galvanisation à chaud suivie d'une mise en peinture ;
- les systèmes par métallisation suivie d'une mise en peinture.

Les systèmes de peinture sont de loin les systèmes les plus fréquents pour les ouvrages d'art. En effet, la galvanisation ou la métallisation suivies d'une mise en peinture sont des complexes anticorrosion qui offrent une durabilité certes meilleure mais qui sont assez onéreux et qu'on réserve donc à des cas très particuliers (pièces en atmosphère très corrosive, pièces très difficiles à remettre

en peinture, etc.). En outre, la galvanisation nécessite l'immersion complète des pièces dans un bain de zinc, ce qui limite la dimension des pièces à traiter à environ 15 m en longueur, 2 m en largeur et 2 m en hauteur. En cas d'un recours à cette technique, il convient aussi de s'assurer que l'acier est apte à la galvanisation (la désignation de l'acier doit faire référence à une des trois classes d'aptitude définies dans la norme NF A 35503, en fonction des taux de phosphore et de silicium).

En France, le fascicule n° 56 du CCTG exige que les systèmes de protection anticorrosion utilisés sur les ouvrages d'art soient certifiés par l'ACQPA (Association pour la Certification et la Qualification en Peinture Anticorrosion).

### 2.1.3 - Rappel de la désignation des systèmes de protection anticorrosion

Les systèmes de protection anticorrosion sont désignés par l'ACQPA par un ensemble de cinq ou six caractères (C3ANV, C4GNV, Im2ZMV...) :

- les deux ou trois premiers caractères (C3, C4, Im2...) désignent la classe de certification, c'est-à-dire la catégorie de corrosivité maximale à laquelle le système peut être exposé tout en offrant les garanties de durabilité définies par le fascicule n° 56 du CCTG et le CCTP du marché (aspect, cloquage, etc.) ;
- la lettre suivante désigne le type de subjectile, c'est-à-dire de support : A pour acier décapé, G pour acier galvanisé et Z pour acier métallisé ;
- l'avant-dernière lettre désigne la nature des travaux : N dans le cas de travaux neufs et M dans le cas de travaux de maintenance (ne nécessitant pas nécessairement une remise à nu de l'acier) ;
- la dernière lettre désigne la visibilité de la surface à peindre : V pour surface vue et I pour surface non vue.

### 2.1.4 - Choix d'une classe de certification

La classe de certification doit être au moins égale à la catégorie de corrosivité. Dans la pratique, on retient généralement pour un tablier de pont :

- C5 dans les zones côtières, c'est-à-dire situées à moins de 5 km de la mer ;
- C4 dans les zones urbaines, proches d'industries polluantes, situées à moins de 20 km de la mer ou encore dans les sites où les remises en peinture seront délicates (sites au-dessus de voies ferrées ou routières très circulées, par exemple) ;
- C3 dans tous les autres cas.

### 2.1.5 - Choix d'une couleur de finition certifiée

En France métropolitaine, il est recommandé de choisir la couleur de la couche de finition parmi les 23 teintes

certifiées par l'ACQPA car celles-ci bénéficient d'une garantie de stabilité de teinte de trois ans.

Dans la majorité des DOM-TOM, aucune teinte ne bénéficie de cette garantie car l'atmosphère y est tropicale mais il est vivement recommandé de retenir une des 23 couleurs de la carte ACQPA, ces couleurs étant plus stables que les autres.

## 2.2 - Cas particuliers des caissons

Pour les caissons, il y a lieu de distinguer les faces extérieures des faces intérieures. Le traitement des faces extérieures des caissons relève du cas général présenté ci-dessus et ne pose pas de problème particulier. Le traitement des faces intérieures est plus délicat. Nous proposons de distinguer quatre cas de figure.

### 2.2.1 - Cas n° 0 – Le caisson est étanche et non visitable

Lorsque le caisson est étanche, ce qui suppose que ses six côtés sont constitués de tôles en acier et qu'il n'est absolument pas visitable (pas de trappes), on ne prévoit aucune protection anticorrosion à l'intérieur. C'est le cas des caissons fermés de très faibles dimensions.

### 2.2.2 - Cas n° 1 – Le caisson est étanche mais visitable

Lorsque le caisson comporte six côtés en acier soudés mais reste visitable dans certaines conditions (trappes avec joints à ouvrir ou fermer en prenant des précautions particulières), on pourrait en théorie ne prévoir aucun traitement. Dans la pratique, il faut impérativement décapier le métal et mettre un primaire de couleur claire pour permettre la détection d'éventuelles fissures. Pour ces ouvrages, de dimensions transversales généralement modestes, des opérations de maintenance de la peinture seraient en effet très délicates.

### 2.2.3 - Cas n° 2 – Le caisson n'est pas étanche mais fait l'objet d'un suivi très régulier

Lorsque le caisson n'est pas étanche mais qu'il fait l'objet d'un suivi très régulier, ce qui est le cas pour un pont mobile ou un pont à péage, on peut admettre l'emploi d'un déshumidificateur mais il faut impérativement décapier les faces intérieures des tôles et leur appliquer un primaire de couleur claire car si le maître d'ouvrage change de stratégie d'entretien, les opérations de maintenance de la peinture seront très délicates à réaliser une fois le caisson en service.

### 2.2.4 - Cas n° 3 – Le caisson n'est pas étanche et ne fait pas l'objet d'un suivi très régulier

Si le caisson n'est pas étanche et ne fait pas l'objet d'un suivi très régulier, ce qui constitue le cas le plus fréquent, on met en œuvre une protection classique avec une teinte claire, dimensionnée pour la catégorie de corrosivité constatée (en général, on prévoit un système C3 mais pour un caisson proche de la mer, on peut exiger un système C4). Le système n'a bien sûr pas besoin d'être résistant aux UV.

#### Remarque

*L'attention du lecteur est attirée sur le fait que si des canalisations passent ou sont susceptibles de passer un jour dans le tablier, la protection anticorrosion intérieure doit être choisie en considérant que le caisson métallique n'est pas étanche.*

## 2.3 - Remarques concernant la mise en œuvre

### 2.3.1 - Surfaces traitées

Les systèmes de protection anticorrosion sont appliqués sur toutes les surfaces en acier sauf celles en contact avec le béton de la dalle. Sur ces dernières, un retour de 50 mm du système de protection est mis en œuvre pour éviter l'oxydation de cette zone sensible (point triple air/béton/acier).

### 2.3.2 - Meulage des arêtes vives

Il est rappelé que, pour obtenir une bonne adhérence du système, les arêtes vives doivent être meulées dans les conditions précisées par la norme NF EN ISO 12944-3.

### 2.3.3 - Problèmes inhérents à la protection anticorrosion de certains ouvrages

D'une manière générale, les systèmes de peinture adoptés sur les ouvrages récents, et notamment les systèmes certifiés par l'ACQPA, constituent une excellente protection anticorrosion.

Sur certains ouvrages récents examinés dans le cadre de l'élaboration de ce guide, il a toutefois été constaté des décollements de la couche de finition en certains endroits de la face inférieure de la membrure inférieure. Ces décollements semblent provenir soit d'un délai de recouvrement trop important entre cette couche et la couche de peinture précédente, soit d'un taux d'humidité trop élevé au moment de l'exécution de la couche de finition. Il est donc rappelé la nécessité de mettre en œuvre le système de protection en respectant toutes les recommandations du chapitre 3 du fascicule n° 56 du CCTG et notamment celles concernant d'une part, le

délai maximal entre deux couches et d'autre part, le degré maximal d'hygrométrie.

### 2.3.4 - Mise en œuvre de la couche de finition

Sur les ouvrages franchissant des voies très circulées et dont la charpente est mise en place par lançage en une seule fois, il peut être intéressant de mettre en œuvre la couche de finition sur l'aire de lançage, donc bien avant l'achèvement du tablier. Cette technique impose certes des précautions particulières pendant le lançage, puis pendant l'exécution de la dalle ainsi, probablement, que des retouches de cette dernière couche mais peut permettre sa mise en œuvre dans de bien meilleures conditions.

# 3 - Tablier

## 3.1 - Dispositions communes à toutes les structures

### 3.1.1 - Conception de détail facilitant le soudage et la mise en œuvre du système anticorrosion

#### Entraxe des raidisseurs

Dans certaines zones fortement raidies, la hauteur et l'entraxe des raidisseurs peuvent se conjuguer pour rendre difficile la mise en œuvre de la protection anticorrosion.

L'annexe C de la norme NF EN ISO 12944-3 impose, pour une hauteur donnée  $h$  des raidisseurs,

- leur entraxe minimal  $a_{\text{mini}}$  dans le cas où ceux-ci sont assez loin d'une paroi (cf. cas n° 1 de la figure 6.1) ;
- leur distance minimale à la paroi  $a_{\text{mini}}$ , si ceux-ci se trouvent près d'une tôle ou d'une paroi (cf. cas n° 2 de la figure 6.1) susceptible de gêner l'applicateur.

Ces distances minimales ne sont pas déterminantes dans la majorité des cas. Leur respect doit toutefois être vérifié dans les zones sur appuis des caissons de grande portée. Leurs diaphragmes comportent en particulier des raidisseurs sur appareils d'appui de grande hauteur dont l'entraxe peut approcher les valeurs minimales.

#### Extrémités des poutres de type PRS

Aux extrémités des poutres de type PRS, il faut soit chanfreiner l'âme, soit prévoir une surlongueur des semelles de 10 à 15 mm, pour contourner correctement la soudure et éviter l'oxydation (cf. figure 6.2).

#### Nez des mouchoirs triangulaires et des raidisseurs longitudinaux

Le nez, c'est-à-dire l'extrémité de certaines pièces se terminant par un biseau (mouchoirs triangulaires, raidisseurs longitudinaux d'âmes, etc.) doit être cassé pour permettre un bon contournement de la soudure d'angle qui fixe ces pièces sur la pièce principale et bénéficier d'une protection anticorrosion satisfaisante.

Une hauteur de nez égale à l'encombrement du cordon de soudure majoré de deux ou trois millimètres est en général considérée comme satisfaisante (cf. figure 6.3).

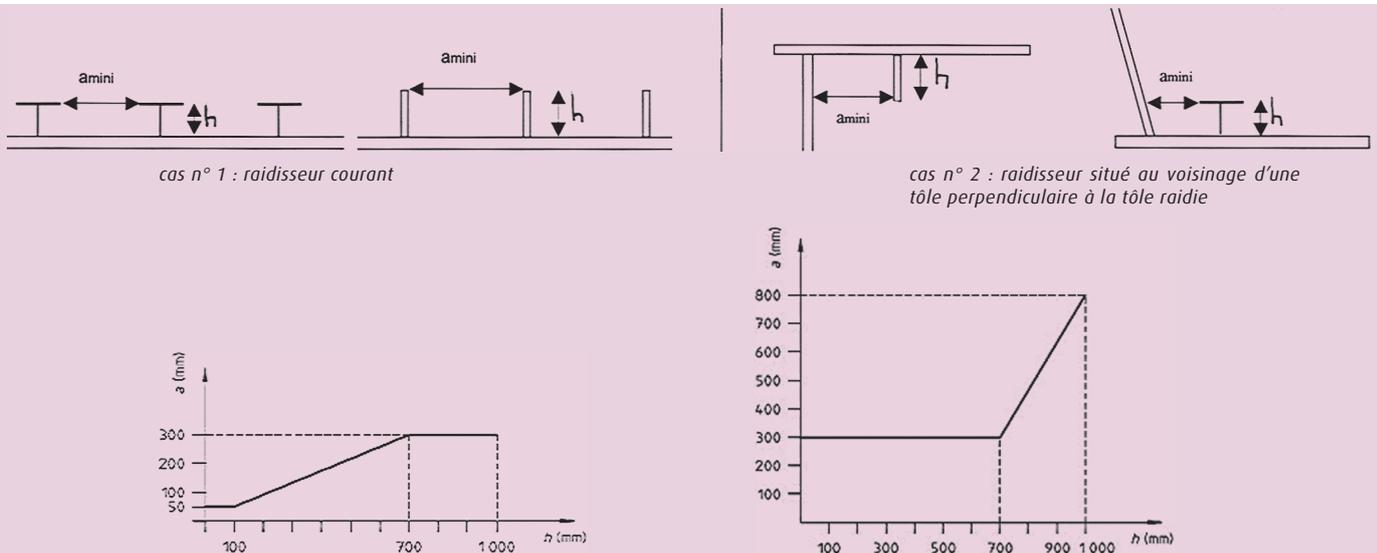


Figure 6.1 - Distance minimale entre raidisseurs selon l'annexe C de la norme NF EN ISO 12944-3

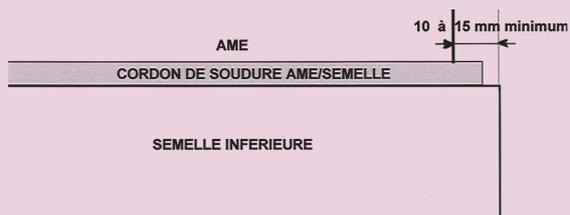


Figure 6.2 - Contournement des semelles nécessaire au retournement des soudures âme-semelles

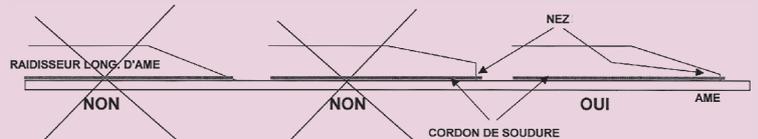


Figure 6.3 - Conception du nez des pièces triangulaires (raidisseurs longitudinaux d'âme et mouchoirs)

### Base des montants d'entretoises et de pièces de pont

Comme déjà indiqué au chapitre 3 du présent guide, il faut prévoir une découpe de type quart-de-rond à la base de l'âme des montants d'entretoises et des pièces de pont, du côté où celle-ci est soudée sur l'âme de la poutre principale, lorsque les semelles inférieures des poutres principales présentent une pente longitudinale importante. Cette disposition évite en effet l'accumulation d'eaux pluviales et donc de saletés au droit des montants.

#### 3.1.2 - Passerelle de visite pour l'inspection de l'intrados des ouvrages

Pendant longtemps, la mise en place à demeure de passerelles de visite en intrados d'ouvrage a été recommandée, pour faciliter l'inspection et l'entretien du tablier et, notamment, de la charpente métallique.

Dans la pratique, l'utilisation de ces passerelles s'avère souvent difficile du fait des très longues périodes d'inactivité auxquelles elles sont soumises et, parfois aussi, du fait d'actes de vandalisme.

En outre, on trouve désormais sur le marché un grand nombre de passerelles montées sur camions qui permettent l'inspection des parties situées en intrados.

Il est donc désormais recommandé de réserver l'installation de passerelles de visite permanentes aux seuls ouvrages ne pouvant être inspectés complètement ni par une nacelle fixée à un camion placé sous l'ouvrage, parce que trop hauts, ni par une passerelle montée sur un camion roulant sur la dalle, parce que de largeur supérieure à environ 30 m ou comportant des dispositifs latéraux infranchissables (écrans antibruit, dispositifs de retenue de chargement de camions, etc.).

## 3.2 - Dispositions particulières aux tabliers en caisson

### 3.2.1 - Hauteur minimale du tablier

La hauteur intérieure d'un caisson voulu visitable ne doit pas être inférieure à 1,50 m. Si cette hauteur n'est pas envisageable, il est préférable de s'orienter vers une conception de caisson totalement fermé et étanche, ce qui nécessite une tôle supérieure et des fermetures complètes aux extrémités.

### 3.2.2 - Passage au travers des cadres et diaphragmes

Les ponts en caisson comportent des cadres et des diaphragmes qui doivent permettre le libre cheminement du personnel de construction, puis de surveillance grâce à leur forme pour les cadres et grâce à des trous d'homme pour les diaphragmes. Afin que ce cheminement s'effectue sans risque ni difficulté, il convient qu'un

disque fictif d'au moins 60 cm de diamètre puisse s'inscrire au centre des cadres et dans les trous d'homme des diaphragmes.

### 3.2.3 - Installation électrique

Les ponts en caisson métallique doivent comporter une installation électrique permettant d'une part, d'éclairer l'intérieur du tablier et d'autre part, d'alimenter les outils qui peuvent être nécessaires pendant les opérations de maintenance (projecteurs, perceuses, etc.). L'éclairage du caisson doit être suffisamment puissant pour qu'on puisse y circuler en toute sécurité. Il est préférable de placer l'interrupteur général à l'extérieur du caisson avec les dispositifs de sécurité. Il convient aussi d'étudier la mise à la terre des structures métalliques notamment à proximité des réseaux HT ou des caténaïres des voies ferroviaires électrifiées. Dans tous les cas, le circuit des prises de courant de travail doit être indépendant de celui de l'éclairage, de façon à ce qu'un problème survenant sur un outillage ne coupe pas brutalement l'éclairage intérieur du caisson.

L'installation électrique doit être conforme à la norme NF C 15-100 relative aux installations électriques à basse tension. Après mise en place, elle doit être réceptionnée par un organisme habilité.

### 3.2.4 - Cheminement en caillebotis

La tôle de fond d'un caisson est pourvue de raidisseurs longitudinaux qui rendent souvent difficiles les déplacements à l'intérieur du tablier, surtout lorsque leurs caractéristiques (entraxe, hauteur) ne sont pas constantes sur toute la longueur de l'ouvrage. Il est possible de résoudre ce problème en installant un cheminement constitué d'éléments en caillebotis métallique (cf. figure 6.4). Correctement calé en altimétrie, ce dernier facilite la marche entre les cadres et le franchissement des cadres et diaphragmes.

Le système de fixation d'un cheminement de ce type doit être étudié avec soin et ne doit pas endommager la protection anticorrosion. Ce système doit en outre pouvoir être démonté pour les opérations d'inspection détaillée et de remise en peinture.

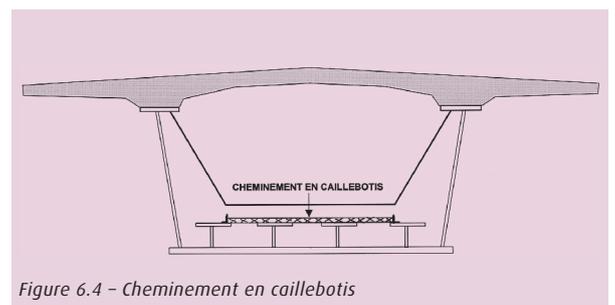


Figure 6.4 - Cheminement en caillebotis

## 4 - Piles

### 4.1 - Espace entre dessous du tablier et sommet des piles

Afin de faciliter les opérations de surveillance et d'entretien, il est recommandé de laisser un espace minimal entre le dessus des têtes de piles et le dessous de la charpente d'environ 40 cm pour les ouvrages à poutres et 60 cm pour les ouvrages en caisson.

### 4.2 - Conception des têtes de piles

#### 4.2.1 - Fosse d'accès et de surveillance

Les têtes des piles des grands ouvrages en béton précontraint comportent souvent une fosse de surveillance des appareils d'appui, souvent appelée « baignoire », qui permet d'examiner « confortablement » les appareils d'appui, malgré le peu d'espace qui sépare le sommet des piles du dessous du tablier.

Pour les ouvrages mixtes à poutres, il est possible d'examiner assez confortablement les appareils d'appui en se plaçant entre les poutres principales, de part et d'autre de l'entretoise ou pièce de pont sur appui. On ne prévoit donc en général pas de fosse.

Pour les ouvrages mixtes en caisson dont les piles sont creuses et de hauteur supérieure à une quinzaine de mètres, il est recommandé de prévoir une fosse dans les têtes de piles.

La profondeur courante d'une fosse est de 0,80 à 1 m et sa largeur d'un mètre, sa longueur étant fonction de l'entraxe des appareils d'appui. Lorsque le fût est visitable, ce qui est en général le cas, la fosse est reliée à l'intérieur du fût par une cheminée en général cylindrique (cf. figure 6.5), qui est fermée en tête par une trappe métallique et qui draine les eaux pluviales, notamment en phase de chantier.

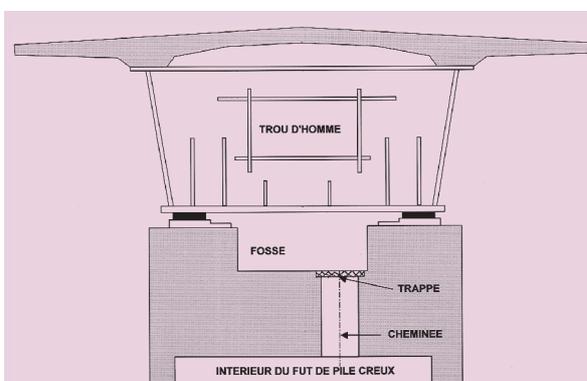


Figure 6.5 – Exemple de pile creuse comportant une fosse desservie depuis le bas de la pile

#### 4.2.2 - Emplacements de vérinage du tablier

Comme nous l'avons déjà vu, les tabliers doivent pouvoir être vérinés après leur mise en service pour changer leurs appareils d'appui, recalcr leurs plaques de glissement ou encore corriger les effets d'un tassement d'appui accidentel ou d'un défaut de géométrie.

Les figures 3.13 et 3.14 du chapitre 3 précisent les emplacements de vérinage les plus courants : sous les poutres principales (deux emplacements par poutre situés de part et d'autre de l'appareil d'appui), sous les entretoises ou pièces de pont sur pile (un emplacement par poutre) ou sous les diaphragmes sur piles.

Les emplacements de vérinage sont matérialisés sur le dessus de la pile soit par des bossages en béton, ce qui constitue le cas général, soit au minimum par des repères durables (spits, etc.).

### 4.3 - Visite des piles creuses

Pour la visite et l'équipement des piles creuses, nous renvoyons le lecteur au chapitre 9 du document « Ponts construits par encorbellements successifs – Guide de conception », édité par le Sétra en juin 2003.

## 5 - Culées

### 5.1 - Espace entre about de tablier et mur garde-grève

Entre l'about de la charpente métallique (poutres ou caisson) et le mur garde-grève des culées, un espace minimal de 50 cm, mesuré à partir de l'extrémité côté culée de l'about, doit être préservé pour permettre l'accès au mur garde-grève et à l'about du tablier pendant les inspections et la remise en peinture des faces côté mur garde-grève de la charpente (cf. figure 6.6).

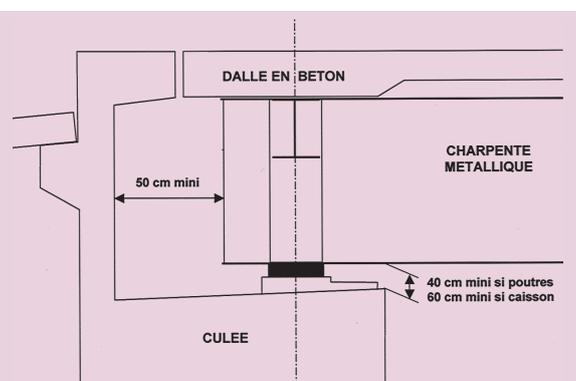


Figure 6.6 – Espaces minimaux sur culées sous et derrière la charpente

## 5.2 - Espace entre intrados du tablier et dessus des chevêtres

Afin de faciliter les opérations de maintenance, comme pour les piles, il est recommandé de laisser un espace minimal entre le dessus des chevêtres des culées et le dessous de la charpente d'environ 40 cm pour les ouvrages à poutres et 60 cm pour les ouvrages en caisson (cf. figure 6.6).

## 5.3 - Emplacements de véringage du tablier

Les culées, comme les piles, doivent comporter des emplacements de véringage du tablier. Pour un pont à poutres, ces emplacements sont situés soit sous les poutres, entre l'appareil d'appui et la face avant du chevêtre, soit sous la pièce de pont sur culée. Pour un pont à caisson, ces emplacements sont situés sous le diaphragme sur culée, entre les deux appareils d'appui.

## 5.4 - Recueil des eaux sous les joints de chaussée

Malgré le soin généralement apporté à la conception et à la pose des joints de chaussée, ces derniers ne sont jamais totalement étanches pendant toute leur durée de vie. Il convient donc de collecter les eaux qui les traversent, sous peine de souiller la charpente métallique, les appareils d'appui et les chevêtres des culées.

Les dispositions les plus satisfaisantes sont portées sur la figure 6.7. Elles consistent à placer sous le joint un chéneau métallique formant gouttière. Supporté par des équerres en acier galvanisé, ce chéneau doit être centré sous le joint de chaussée, ce qui implique l'existence

d'un corbeau de 20 à 30 cm côté tablier. Afin d'éviter les éclaboussures, il convient de canaliser l'eau par des bavettes verticales en élastomère fermant l'espace entre le joint et le chéneau. Ces bavettes, qui sont dans la majorité des cas différentes de celles qui sont livrées avec le joint, doivent être lestées pour être aussi insensibles que possible au souffle des camions.

## 5.5 - Installation électrique

Lorsque le tablier est un caisson, les culées doivent bénéficier des mêmes fonctionnalités électriques (éclairage, prises de courant) que le tablier. On veillera notamment à ce qu'un interrupteur soit installé au voisinage immédiat de la porte d'accès à la culée.

## 5.6 - Limitation des accès dans les culées

De façon générale, il est recommandé de fermer les culées des ouvrages de grandes dimensions pour éviter les actes de malveillance sur les appareils d'appui et les chéneaux des joints et, lorsque le tablier est un caisson, pour empêcher qu'on pénètre à l'intérieur. Cette disposition est également intéressante sur le plan esthétique car les murs de fermeture cachent l'intérieur des culées qui est rarement très soigné.

Lorsque l'ouvrage est un pont mixte, il est délicat de fermer ses culées par des murs en béton car ceux-ci ne sont pas démontables, ce qui peut rendre très difficiles les remises en peinture de certaines parties de la charpente métallique.

Une solution intéressante peut consister à fermer les culées par des panneaux en acier galvanisés très rigides, par exemple des panneaux en caillebotis, qui pourront être déposés au moment des remises en peinture.

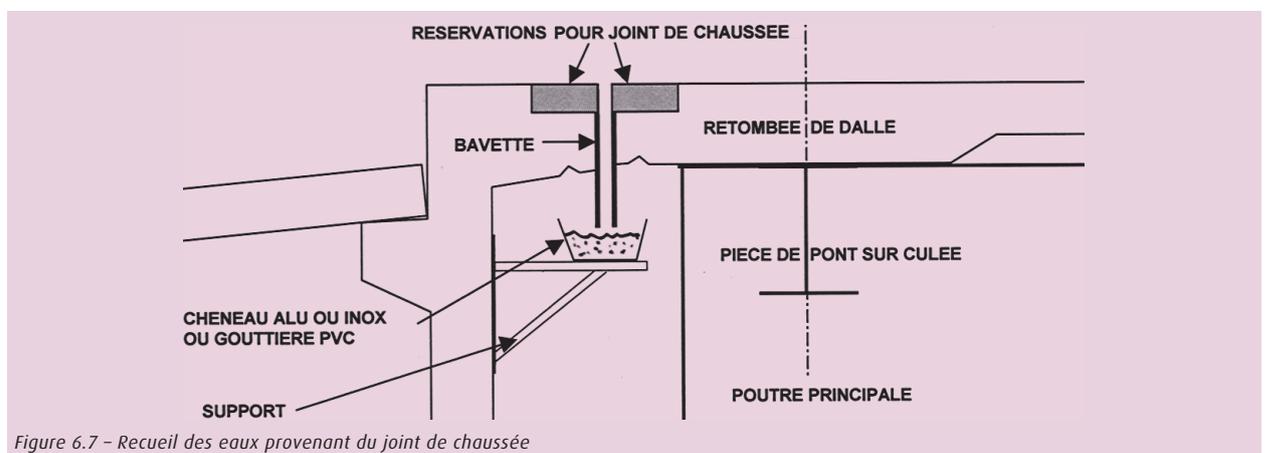


Figure 6.7 - Recueil des eaux provenant du joint de chaussée

## 5.7 - Dispositif empêchant la marche le long des poutres

Sur un ouvrage de type bipoutre de grande portée ou de grande largeur, les semelles inférieures des poutres principales sont souvent très larges, au point de constituer involontairement un cheminement potentiel le long des âmes.

Lorsqu'il faut impérativement interdire ce dernier, une solution efficace consiste à chapeauter les deux à trois premiers mètres de semelle inférieure par des tôles démontables très inclinées (si possible à 45 degrés) sur lesquelles il est impossible de marcher (*cf.* figure 6.8). Il faut toutefois noter que ces tôles doivent être déposées pendant les inspections détaillées car elles empêchent un examen rigoureux des semelles inférieures des poutres principales.

Il existe des solutions moins efficaces mais plus simples à mettre en œuvre et moins pénalisantes pour la surveillance de la charpente. Elles consistent généralement à empêcher tout passage des culées vers les poutres principales par la mise en œuvre de dispositifs infranchissables (grillages, éléments architecturaux).

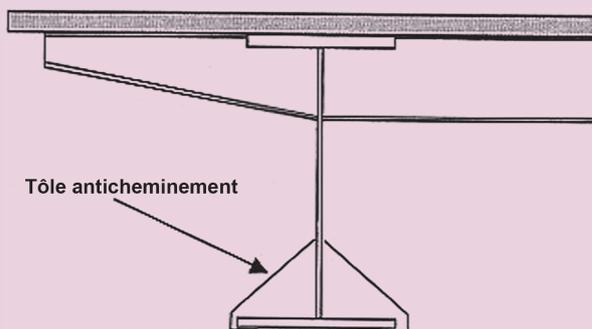


Figure 6.8 – Tôle inclinée anti-cheminement

## 6 - Bibliographie associée

### Protection anticorrosion

BOA [AND 97] [MAI 99] [BIN 01]

OTUA [AND 00] [MAT 04] [BIN 04]



601 : Détail d'un nez de mouchoir. 602 à 604 : Éclairages intérieurs de caissons. 605 : Joint d'étanchéité pour trappe de fermeture de diaphragme sur culée. 606 : Cheminement en caillebotis posé sur traverses de cadres de caisson. 607 : Déshumidificateur.



611 : Nacelle de visite. 612 : Dispositif anticheminement sur semelle inférieure de poutre principale, près d'une culée. 613 : Bossages d'appui et de vérinage sur pile. 614 : Bossages d'appui et de vérinage sur culée. 615 : Fermeture d'une culée. 616 : Accès à une pile creuse depuis sa base. 617 : Décollements localisés de la couche de finition.

# Chapitre 7

## Recommandations pour l'établissement d'un DCE

►► On trouvera dans les pages suivantes un certain nombre de recommandations pour établir le « dossier de consultation des entreprises » (DCE) d'un pont à tablier mixte et notamment, pour rédiger les pièces écrites de ce dossier. Compte tenu de l'impossibilité d'être exhaustif, ces recommandations portent surtout sur les articles de ces documents fortement influencés par la structure du tablier et les méthodes de construction qui lui sont associées.

### 1 - Nature de la consultation

Il appartient au maître d'ouvrage de décider des modalités de lancement de l'appel d'offres. Celui-ci peut prévoir un découpage en lots ou en postes techniques. Dans ce contexte, les candidats sont le plus souvent des groupements composés d'une entreprise de génie civil et d'un charpentier métallique.

Pour des ouvrages très simples, l'appel d'offres peut ne prévoir aucun découpage des travaux. Dans ces conditions, les candidats peuvent être des entreprises plutôt que des groupements. De ce fait, le maître d'ouvrage peut être amené à signer un marché avec une entreprise de génie civil sans connaître le nom de l'entreprise qui construira la charpente, ce qui n'est pas souhaitable vu l'importance de cette partie d'ouvrage.

Dans les deux cas, l'appel d'offres peut être ouvert ou restreint.

### 2 - Constitution du DCE

Sauf cas très particuliers, les DCE sont constitués de trois sous-dossiers ou bordereaux.

Le sous-dossier n° 0 est limité au règlement de la consultation (RC) et à l'avis d'appel public à concurrence (AAPC).

Le sous-dossier n° I contient les pièces qui constitueront le marché. Il comporte les cadres de l'acte d'engagement

(AE), du bordereau des prix (BP), du détail estimatif (DE), les CCAP et CCTP, les SOPAQ et SOSED et parfois, des cadres de décomposition et de sous-détails des prix. Il comporte aussi une série de documents annexés au CCTP, notamment :

- le plan de situation ;
- les profils en travers fonctionnels de la voie portée <sup>(1)</sup> ;
- le profil en long et le tracé en plan de la voie portée <sup>(2)</sup> ;
- la vue en plan ;
- la coupe longitudinale ;
- les coupes transversales du tablier ;
- le plan de détails des superstructures du tablier ;
- le plan des détails de la charpente (montant, raidissage, connexion, pièces de pont sur culées, etc.) ;
- les plans de coffrage des piles et des culées ;
- la partie contractuelle de l'étude géotechnique, c'est-à-dire, en général, les résultats des sondages ;
- un plan des terrains pouvant accueillir les installations de chantier avec les accès possibles.

Le cas échéant, le sous-dossier n° I contient également des études spécifiques influençant directement la conception de l'ouvrage : études hydrauliques, étude des effets du vent, etc. Une partie des études architecturales peut aussi être incluse dans le sous-dossier n° I, pour rendre contractuelles des informations portées uniquement sur les documents de cette étude (référence d'une matrice de fond de coffrage, granulats particuliers, etc.). Si l'ouvrage doit être construit au-dessus ou près d'une voie circulée, le sous-dossier n° I doit également comporter un document recensant les contraintes d'exploitation routières, ferroviaires ou fluviales qui seront opposées à l'entrepreneur pendant les travaux. Enfin, en milieu urbain, il est fréquent de joindre des plans des réseaux concessionnaires pouvant influencer les travaux.

Le sous-dossier n° II est constitué par des documents n'ayant qu'un caractère informatif. Pour un ouvrage mixte, ce sous-dossier comporte en général :

- le cas échéant, un plan de l'aire de langage ;
- le plan de répartition des matières de la charpente métallique ;

<sup>(1)</sup> Ces informations peuvent être portées sur les coupes transversales du tablier.  
<sup>(2)</sup> Ces informations peuvent être portées sur la coupe longitudinale et la vue en plan.

- un plan de câblage (pour les ouvrages précontraints transversalement) ;
- une cinématique de construction détaillant les phases de lancement ou de pose ainsi que les différentes phases de bétonnage ;
- un avant-métré ;
- l'étude architecturale ;
- la partie non contractuelle de l'étude géotechnique, c'est-à-dire, en général, le prédimensionnement des fondations effectué par le laboratoire en charge de cette étude.

Le sous-dossier n° II peut aussi comporter des plans de principe du ferrailage du tablier, des notes de calcul ou encore des études diverses portées à la connaissance des entreprises.

## 3 - Règlement de la consultation

### 3.1 - Compléments à apporter au CCTP/ Propositions techniques

Les propositions techniques sont des précisions que les entrepreneurs sont astreints à fournir dans leur offre et qui complètent la définition de la solution de base. Le sous-article intitulé « Compléments à apporter au cahier des clauses techniques particulières » de l'article 2 du règlement de la consultation précise les éléments d'ouvrage devant faire l'objet de propositions techniques de la part des candidats. En ce qui concerne le tablier d'un pont mixte, ces propositions portent en général sur :

- l'origine des constituants, la composition et la mise en œuvre des bétons ;
- le système de peinture ;
- les appareils d'appui ;
- le procédé de chape d'étanchéité ;
- les joints de chaussée ;
- le cas échéant, le procédé de précontrainte transversale de la dalle.

### 3.2 - Variantes

Afin de favoriser la concurrence, le maître d'ouvrage peut autoriser les entrepreneurs à proposer des variantes, c'est-à-dire à modifier certaines caractéristiques portées dans les documents contractuels du DCE. Contrairement aux propositions techniques, ces variantes peuvent nécessiter des adaptations du bordereau des prix, du détail estimatif et, bien sûr, du CCTP et des plans.

Lorsque le mode d'exécution de la dalle et/ou le mode de mise en place de la charpente ont été précisés

dans l'un des documents du bordereau n° I, le maître d'ouvrage peut, dans certains cas, autoriser des variantes sur ces points. Celles-ci étant toutefois susceptibles de faire varier certaines quantités importantes, le maître d'ouvrage doit exiger de l'entrepreneur la fourniture d'un dossier justifiant ces quantités de manière détaillée et par des notes de calcul.

Lorsque, au contraire, le mode d'exécution de la dalle et/ou le mode de mise en place de la charpente n'ont pas été rendus contractuels, ces points importants du projet doivent obligatoirement être précisés dans le mémoire technique remis par l'entrepreneur à l'appui de son offre ou, mieux, être considérés comme des compléments au CCTP à fournir par l'entrepreneur.

Dans le doute, il est préférable de contractualiser toutes les dispositions importantes du projet, y compris celles relatives aux modes de construction, et d'ouvrir les variantes sur certains points. Cette démarche impose en effet à l'entrepreneur de fournir toutes les précisions nécessaires à l'examen détaillé de ses variantes et permet de rendre contractuelles toutes les dispositions importantes du projet.

## 4 - Acte d'engagement

### 4.1 - Délai de validité des offres

Pour des ouvrages mixtes simples, pour lesquels aucune variante n'est admise, la phase de jugement des offres peut être très courte. Dans ce cas, le délai de validité des offres indiqué dans l'article premier de l'acte d'engagement peut être assez court (90 jours).

Lorsque l'ouvrage est plus complexe ou susceptible de variantes importantes, il convient de prévoir un délai de validité des offres beaucoup plus long (180 jours, voire davantage), afin que le maître d'œuvre puisse effectuer toutes les analyses et vérifications nécessaires.

### 4.2 - Période de préparation

Afin d'éviter que le chantier ne soit interrompu par un avancement trop lent des études d'exécution, il est indispensable de prévoir une période de préparation pendant laquelle les bureaux d'études prendront une avance significative sur le chantier. Pour des ouvrages simples, une période d'un à deux mois est généralement suffisante. Pour des ouvrages plus complexes, une période de préparation beaucoup plus longue, pouvant atteindre six mois, peut être nécessaire. Quelle que soit l'ampleur de l'ouvrage, cette période est aussi mise à profit pour commander et, parfois, obtenir les tôles nécessaires à la charpente.

## 5 - Cahier des clauses administratives particulières

### 5.1 - Pièces générales constitutives du marché

Pour un ouvrage mixte, la liste des pièces générales constitutives du marché comprend au moins les fascicules du CCTG suivants :

- le fascicule n° 2 « Terrassements généraux » ;
- le fascicule n° 4 titre III, « Aciers laminés pour construction métallique », complété, pour ce qui concerne la marque NF-Acier, par la note d'information intitulée « Approvisionnement en tôles d'acier pour ouvrages d'art », publiée par le Sétra en mars 2007 ;
- le fascicule n° 56 « Protection des ouvrages métalliques contre la corrosion » ;
- le fascicule n° 65 « Exécution des ouvrages de génie civil en béton armé ou précontraint » dans sa version de 2008 ;
- le fascicule n° 66 « Exécution des ouvrages de génie civil à ossature en acier » ;
- le fascicule n° 68 « Exécution des travaux de fondation des ouvrages de génie civil ».

Pour les ouvrages supportant des convois exceptionnels, il convient de citer également la circulaire n° R/EG3 du 20 juillet 1983 intitulée « Transports exceptionnels, définition des convois types et règles pour la vérification des ouvrages d'art », publiée par la Direction des routes, pour les ouvrages supportant ce type de véhicules.

En zone sismique, il convient en outre d'ajouter les documents particuliers suivants :

- la norme NF EN 1998-2 et son annexe nationale, la norme NF EN 1998-2/NA, sur la justification vis-à-vis du séisme ;
- le décret relatif à la prévention du risque sismique et l'arrêté relatif à la classification et aux règles de constructions parasismiques applicables aux ponts de la catégorie dite à risque normal <sup>(1)</sup>.

### 5.2 - Délais de contrôle des études d'exécution

Le respect des délais de visa étant très souvent à l'origine de conflits entre l'entreprise, le maître d'œuvre et le maître d'ouvrage, il est recommandé d'introduire dans le sous-article « Études d'exécution des ouvrages » du CCAP un texte fixant clairement :

- les documents que le maître d'œuvre considère comme formant un ensemble indissociable ;
- les délais que le maître d'œuvre s'engage à respecter, dans le cadre du premier examen des documents, puis des suivants.

Le texte ci-dessous peut servir d'exemple pour la rédaction de ce texte :

#### Délais d'examen et de visa des documents d'exécution

L'entrepreneur doit présenter les études d'exécution au visa du maître d'œuvre par partie d'ouvrage et sous forme de groupes homogènes de documents (par exemple, plans de coffrage, plans de ferrailage et note de calculs de la partie considérée), en joignant les procédures d'exécution correspondantes.

Le maître d'œuvre fait part de ses observations au titulaire par écrit et dans un délai maximal de trente (30) jours ouvrables pour ce qui concerne le premier examen des groupes « flexion longitudinale du tablier » et « flexion transversale du tablier », et quinze (15) jours ouvrables pour ce qui concerne le premier examen des autres groupes de documents. Ces délais sont ramenés respectivement à quinze (15) et huit (8) jours ouvrables pour ce qui concerne les examens ultérieurs de ces groupes de documents.

Il est à noter qu'en cas d'arrivée échelonnée des documents d'un même groupe, ces délais courent à partir de la date d'arrivée du dernier document.

### 5.3 - Sujétions d'exploitation du domaine public

Pour les ouvrages dont la construction s'effectue au voisinage immédiat, voire au-dessus de voies circulées, il y a généralement lieu d'attendre que la circulation sur ces voies soit neutralisée pour effectuer certains travaux. Ces interruptions n'étant possibles que pendant des périodes très limitées du jour ou de la nuit, il peut en résulter une gêne importante pour la progression du chantier. Dans ces conditions, on prendra soin de bien faire état de ces contraintes dans le sous-article « Sujétions résultant de l'exploitation du domaine public ou privé » de l'article 8 du CCAP, soit en listant directement les contraintes dans ce sous-article, soit en renvoyant à une notice spéciale de sécurité ou à tout autre document contractuel du DCE mis au point avec l'exploitant.

(1) À la date d'achèvement de ce guide, c'est-à-dire à la mi-juillet 2009, ces documents n'étaient toujours pas disponibles.

Points d'arrêt	Délai
<b>Structure métallique</b>	
Autorisations de mise en œuvre du soudage en atelier et sur chantier (acceptation des PQ, DMOS, QMOS, QS, certificats matière, certificats de réception des produits de soudage)	5 jours
Autorisation d'expédition des éléments de l'atelier sur le site (acceptation des soudures en atelier et des fiches de contrôles des montages à blanc et des contrôles dimensionnels des pièces)	2 jours
Autorisation des soudages sur le chantier	1 jour
Autorisation de souder les éléments de continuité des raidisseurs longitudinaux des caissons	1 jour
Acceptation des soudures en atelier et sur le site	1 jour
<b>Protection contre la corrosion de la charpente métallique (processus de type génie civil)</b>	
Acceptation des documents préalables à l'exécution en atelier (PAQ atelier)	5 jours
Acceptation de l'épreuve de convenance en atelier	1 jour
Acceptation du système de peinture en atelier, avant le départ des éléments sur le site	2 jours
Acceptation des documents préalables à l'exécution sur site (PAQ site et PAPE)	5 jours
Acceptation de l'épreuve de convenance sur site	1 jour
Acceptation du système de peinture terminé avant repliement des échafaudages	2 jours
<b>Opération de montage de la charpente</b>	
Autorisation de démarrer une phase de pose à la grue	2 jours
Autorisation de démarrer une phase de lançage	2 jours
<b>Bétonnages et décoffrages de la dalle</b>	
Acceptation des équipages mobiles	1 jour
Acceptation de l'élément témoin de convenance	1 jour
Autorisation de bétonnage d'un plot ou d'un élément de dalle	1 jour
<b>Précontrainte de la dalle (le cas échéant)</b>	
Autorisation de mise en tension de la précontrainte	1 jour
Acceptation de la mise en tension avant la coupe des armatures	1 jour
Autorisation d'injection des gaines de précontrainte	1 jour

Tableau 7.1 – Délai de levée des principaux points d'arrêt

## 5.4 - Levée des points d'arrêt

Le sous-article « Essais et contrôles des ouvrages en cours de travaux » de l'article 9 du CCAP rappelle les principaux points d'arrêt du chantier ainsi que le délai nécessaire au maître d'œuvre pour les lever. Le tableau 7-1 comporte une liste non exhaustive de points d'arrêt pouvant concerner le tablier d'un pont mixte ainsi que le délai moyen nécessaire à leur levée.

## 5.5 - Garanties particulières

Le sous-article « Garanties particulières » de l'article 9 du CCAP doit rappeler que le titulaire garantit certaines parties d'ouvrage contre tout défaut survenant pendant une certaine période. Pour un pont mixte, outre l'étanchéité du tablier et un éventuel revêtement anti-graffiti, ces garanties doivent concerner le système de protection anticorrosion appliqué à la charpente et doivent être définies par référence aux délais et aux défauts précisés dans l'article 1.5 du fascicule n° 56 du CCTG.

# 6 - Cahier des clauses techniques particulières

## 6.1 - Préambule

On trouvera ci-dessous un certain nombre de points devant être parfaitement précisés dans le CCTP du dossier de consultation des entreprises. Ces points peuvent être classés en deux catégories :

- La première est constituée par les éléments qui apportent des compléments aux fascicules du CCTG et aux normes applicables, soit parce que ces documents sont incomplets, soit parce qu'aucun d'entre eux ne couvre le domaine concerné.
- La seconde est constituée par les éléments qui prennent parti sur les options proposées par ces textes.

Rappelons qu'il n'y a pas lieu de « recopier » dans le CCTP les exigences générales issues des normes et des fascicules du CCTG, car celles-ci sont opposables à l'entrepreneur dès que ces documents sont visés dans le CCAP et le CCTP du marché.

## 6.2 - Programme des études d'exécution de l'ouvrage

Il faut accorder une très grande importance à la qualité des études et à leur déroulement. Sur ce dernier point, il est recommandé d'inclure au CCTP un article intitulé « Programme des études d'exécution » et libellé comme suit :

### Programme des études d'exécution

L'entrepreneur doit fournir un programme des études d'exécution comprenant la liste et le calendrier prévisionnel des documents à établir.

La liste énumère les documents dont la fourniture est nécessaire à la réalisation des ouvrages provisoires et des ouvrages définitifs. Elle est dressée en conformité avec le cadre des études tel qu'il est fixé par le marché.

Le calendrier prévisionnel comporte l'échéancier d'envoi des documents et les dates prévues ou souhaitées pour l'obtention des visas du maître d'œuvre, dans le respect des délais minimaux fixés par l'article 8.2 du CCAP. Il est représenté sous la forme d'un diagramme à barres faisant ressortir clairement les tâches critiques et les marges.

## 6.3 - Études d'exécution de l'ouvrage

### 6.3.1 - Actions

Le CCTP doit préciser l'ensemble des actions à prendre en compte dans les calculs justificatifs de l'ouvrage. Une grande partie de ces actions sont définies dans les normes NF EN 1990 et 1991 et leurs annexes nationales :

- le poids propre du tablier <sup>(1)</sup> ;
- le poids des équipements du tablier ;
- le retrait et le fluage du béton <sup>(2)</sup> ;
- les effets thermiques généraux (gradient et variation uniforme) ;
- les surcharges routières et piétonnières ainsi que les charges de fatigue <sup>(3)</sup> ;
- les chocs sur les dispositifs de retenue ;
- le cas échéant, la précontrainte de la dalle ;
- le vent en service <sup>(4)</sup> ;
- le vent en construction <sup>(5)</sup>.

Ces actions doivent être complétées par quelques actions spécifiques à la méthode de construction, en particulier le poids propre des ouvrages provisoires et des matériels spéciaux (avant-bec, équipages mobiles, etc.).

(1) Préciser en particulier la masse volumique des bétons.

(2) Préciser le taux d'hygrométrie.

(3) Préciser la classe de trafic et les camions de fatigue au sens de la norme NF EN 1991, partie 2 à adopter.

(4) Préciser la hauteur de référence  $Z_e$ , la vitesse de référence  $V_{b,0}$ , le coefficient de direction  $C_{dir}$ , la catégorie de terrain, le coefficient orographique  $C_o(Z_e)$  et les coefficients de force.

(5) Préciser la période de retour, le coefficient de saison et si des valeurs de vent réduites peuvent être prises pendant le montage.

Selon les cas, il y a également lieu de préciser certaines actions complémentaires telles que :

- les convois exceptionnels ou militaires <sup>(1)</sup> ;
- les engins de terrassements non conformes au Code de la route ;
- les chocs sur certains appuis, voire le tablier ;
- la poussée due aux eaux ou aux glaces ;
- le séisme.

### 6.3.2 - Combinaisons d'actions

Le CCTP rappelle en général les différentes combinaisons d'actions à envisager. Celles-ci sont issues de la norme NF EN 1990 et de son annexe nationale.

### 6.3.3 - Justification du tablier

Le CCTP doit préciser :

- les classes d'exposition à retenir pour la détermination de l'ouverture admissible des fissures dans la dalle (cf. normes NF EN 1992) et pour celle des enrobages des aciers passifs ;
- les principales hypothèses adoptées par le maître d'œuvre pour établir son projet (longueur et poids de l'avant-bec si lançage, découpage en tronçons, modalités de construction de la dalle, etc.) ;
- la méthode à retenir pour la détermination des zones fissurées de l'analyse globale (cf. norme NF EN 1994-2) ;
- les possibilités de passage de certaines sections de la classe 3 à la classe 2 (cf. norme NF EN 1994) ;
- les règles de cumul de certains aciers passifs.

Selon les ouvrages, le CCTP peut aussi imposer :

- la prise en compte de la courbure en plan de l'ouvrage dans les calculs de flexion longitudinale ;
- un calcul aux éléments finis d'un tronçon du tablier ou d'un assemblage ;
- un calcul au second ordre des piles très élancées (dans ce cas, le CCTP doit préciser les hypothèses de calcul pour les efforts horizontaux en tête de pile).

Enfin, pour les ponts de plus de 100 m de portée, le CCTP doit préciser la nécessité ou non de procéder à une analyse dynamique de la structure.

## 6.4 - Aciers de charpente

Les documents de référence pour les constituants de la charpente sont les normes NF EN 10025-1 à 4 (aciers), la norme NF EN ISO 13918 (connecteurs en goujons), le cas échéant, la norme NF A 36-270 (tôles d'épaisseur variable) et le fascicule n° 4 titre III du CCTG.

(1) Il est rappelé que les Eurocodes n'abordent pas le sujet des charges militaires. Si celles-ci doivent passer sur l'ouvrage, il faut donc les décrire en détails dans le CCTP.

Le CCTP doit préciser la nuance des aciers de chaque élément de charpente <sup>(2)</sup>. Il doit également préciser si des tôles de qualité Z sont nécessaires et pour quels éléments de charpente.

## 6.5 - Exécution de la charpente métallique

Les documents de référence pour l'exécution de la charpente sont la norme NF EN 1090-2, son annexe nationale et le fascicule n° 66 du CCTG.

Le CCTP doit essentiellement fournir les informations supplémentaires prévues dans l'annexe A1 de la norme NF EN 1090-2 et prendre parti sur les exigences optionnelles listées dans son annexe A2 en précisant notamment :

- les classes d'exécution des assemblages <sup>(3)</sup> ;
- si un plan qualité est exigé <sup>(4)</sup> ;
- si des essais de chocs sont prévus <sup>(5)</sup> ;
- si des exigences particulières sont requises en ce qui concerne les tolérances dimensionnelles, la fourniture des tôles et les états de surface <sup>(6)</sup> ;
- si une traçabilité est spécifiée pour chaque produit <sup>(7)</sup> ;
- si des niveaux de qualité spécifiques de soudage sont exigés <sup>(8)</sup> ;
- les parties exigeant des soudures à pleine pénétration <sup>(9)</sup>.

Le CCTP doit également indiquer si un montage à blanc est exigé et, si oui, quelles parties d'ouvrage sont concernées par ce montage <sup>(10)</sup>.

(2) Les principales nuances de l'acier de charpente sont S355K2+N (e≤30 mm), S355N ou S355M (30 mm<e≤80 mm), S355NL ou S355ML (e>80 mm). De l'acier S460 ML est parfois aussi utilisé sur certains tronçons sur piles d'ouvrages de grande portée. Pour les poutrelles laminées, les nuances courantes sont S355K2+N, N, NL, M ou ML.

(3) La classe d'exécution conseillée est la classe EXC3 pour tous les assemblages sauf ceux, bout à bout, des semelles tendues pour lesquels la classe d'exécution est EXC4.

(4) Un plan qualité doit être exigé.

(5) La qualification des modes opératoires de soudage suit les prescriptions de la norme NF EN ISO 15614-1, avec des équivalences de nuance et de qualité satisfaisant les exigences suivantes : énergie minimale de rupture pour les essais de flexion par choc inférieure ou égale à celle de l'acier de l'assemblage de qualification ; température de réalisation des essais de flexion par choc supérieure ou égale à celle de l'acier de l'assemblage de qualification.

(6) Il est conseillé d'imposer les exigences de la classe C2 au sens de la norme NF EN 10163 pour l'état de surface des produits longs, la classe S1 en corps de tôle et E1 au rive pour les tôles fournies au sens de la norme NF EN 10160, et la classe de tolérance dimensionnelle B au sens de la norme NF EN 10029.

(7) Il est conseillé d'exiger une traçabilité individuelle.

(8) Il est recommandé d'exiger le niveau de qualité B+ pour les assemblages visés par la classe d'exécution EXC4, pour les assemblages d'angle pleine pénétration et pour les assemblages pleine pénétration de semelle d'éléments transversaux sur poutre principale.

(9) Il s'agit en général des assemblages bout à bout des semelles et des âmes des poutres principales, les assemblages bout à bout des semelles supérieures des pièces de pont sur les semelles des poutres principales et les assemblages bout à bout des raidisseurs longitudinaux.

(10) Il est recommandé d'exiger un montage à blanc pour tous les tabliers autres que les bipoutres droits, rectilignes, de hauteur et de largeur constantes.

Enfin, il est fortement recommandé de rappeler dans le CCTP que les percages non portés sur les plans d'exécution de la charpente visés par le maître d'œuvre sont strictement interdits.

## 6.6 - Aire d'assemblage

Le CCTP doit définir les terrains mis à disposition de l'entrepreneur pour les opérations d'assemblage de la charpente et préciser les servitudes éventuelles auxquelles sont soumis ces terrains.

Pour les chantiers de durée importante ou en zone urbaine, le CCTP peut imposer la mise en œuvre d'un revêtement (mâchefer, grave-ciment, etc.) permettant la circulation des engins quelle que soit la saison et préservant la propreté des voiries desservant le chantier.

Lorsque l'aire d'assemblage se situe à l'aplomb d'un mur de soutènement dont la construction sera interrompue le temps de l'assemblage de la charpente, le CCTP doit bien préciser les précautions à prendre par l'entrepreneur pendant cette période.

## 6.7 - Montage de la charpente

Dans certains sites, le CCTP peut imposer des précautions particulières pendant la mise en place de la charpente : coupure des voies franchies, obligation d'avoir un treuil de retenue, etc.

## 6.8 - Protection anticorrosion de la charpente

En ce qui concerne la protection anticorrosion, pour laquelle le fascicule n° 56 du CCTG constitue le document de référence, le CCTP doit notamment préciser :

- si le site est en atmosphère tropicale ;
- la classe d'environnement du site au sens de la norme NF EN ISO 12944-2 <sup>(1)</sup> ;
- la nature de la protection anticorrosion <sup>(2)</sup> ;
- la classe de certification exigée <sup>(3)</sup> ;
- l'étendue des surfaces à peindre <sup>(4)</sup> ;
- les surfaces considérées comme des surfaces vues <sup>(5)</sup>.

(1) Les classes d'environnement possibles, aussi appelées « catégories de corrosivité », sont C2 (faible niveau de pollution, en particulier zones rurales), C3 (atmosphères urbaines et industrielles à pollution par le dioxyde de soufre modérée, zones côtières à faible salinité), C4 (zones industrielles et zones côtières à salinité modérée) et C5M (zones côtières et maritimes à salinité élevée).

(2) La protection la plus courante est une peinture sur acier mis à nu.

(3) Les classes de certification possibles sont C3, C4 et C5Ma. La classe exigée est en général égale à la classe d'environnement plus un point.

(4) Toutes les surfaces de la charpente doivent être peintes sauf les zones en contact avec la dalle, pour lesquelles seuls des retours latéraux de 5 cm sont peints.

(5) Pour un bipoutre, toutes les surfaces peintes sont considérées comme des surfaces vues. Pour un caisson, les surfaces intérieures sont considérées comme non vues.

Il est fortement recommandé d'exiger un système titulaire de la marque ACQPA-Systèmes anticorrosion par peinture ou d'une marque de certification équivalente.

Pour l'application des garanties anticorrosion, le CCTP doit indiquer dans quelle catégorie de l'article 1.3 du fascicule n° 56 du CCTG les éléments de la charpente <sup>(6)</sup> sont classés et décrire les zones de perception visuelle globale (ZPVG) telles que définies par l'article 1.5.2.3.1 de ce fascicule <sup>(7)</sup>. Le CCTP doit par ailleurs indiquer si les garanties de stabilité de couleur précisées dans l'article 1.5 du fascicule n° 56 sont exigées (en atmosphère tropicale, aucune garantie ne peut être exigée ; en atmosphère non tropicale, seules les couleurs de la carte ACQPA font l'objet de cette garantie).

Dans le cas où le contreventement provisoire peut rester en place, ce qui peut arriver sur des caissons de faible hauteur, le CCTP doit clairement indiquer qu'il doit recevoir la même protection anticorrosion que l'intérieur du caisson.

Enfin, il est recommandé d'exiger que les différentes couches du système de peinture aient des teintes différentes, cette disposition facilitant le contrôle de leurs épaisseurs.

## 6.9 - Béton de la dalle

Les documents de référence pour tous les bétons sont le fascicule n° 65 du CCTG, la norme NF EN 206-1 et les documents intitulés « Recommandations pour la prévention des désordres dus à l'alcali-réaction » et « Recommandations pour la prévention des désordres dus à la réaction sulfatique interne », édités par le LCPC respectivement en juin 1994 et en août 2007. Le CCTP doit indiquer le niveau de prévention de l'alcali-réaction, préciser si les spécifications du guide technique « Recommandations pour la durabilité des bétons durcis soumis au gel » édité par le LCPC en décembre 2003 sont applicables, et si oui, préciser les bétons concernés. La norme NF EN 206-1 ayant été établie pour une durée de vie des structures de 50 ans, il est par ailleurs indispensable d'indiquer que la durée de vie de l'ouvrage à construire est fixée à 100 ans.

(6) En général, tout élément de la charpente est considéré comme appartenant à la catégorie 1.

(7) Pour un bipoutre à entretoises, les zones de perception visuelle globale (ZPVG) sont la face extérieure de chaque poutre, y compris les faces inférieures des semelles et les faces intérieures des poutres, y compris la face supérieure des semelles et les entretoises, vues depuis chaque culée, soit une ZPVG par poutre et une ZPVG par culée. Pour un bipoutre à pièces de pont avec consoles, celles-ci sont constituées par la face extérieure de chaque poutre, y compris les faces inférieures des semelles et les parties en console des pièces de pont, et les faces intérieures des poutres, y compris la face supérieure des semelles et les pièces de pont, vues depuis chaque culée, soit une ZPVG par poutre et une ZPVG par culée. Pour un caisson sans pièce de pont ni bracon, les ZPVG sont constituées par la face extérieure de chaque âme, la face inférieure du fond de caisson et l'intérieur du caisson, soit quatre ZPVG.

Le CCTP doit par ailleurs préciser pour chaque béton ou partie d'ouvrage :

- les classes d'exposition <sup>(1)</sup> ;
- les classes de chlorures <sup>(2)</sup> ;
- les classes RSI <sup>(3)</sup> ;
- la classe de résistance du béton au sens de la norme NF EN 206-1 <sup>(4)</sup> ;
- la teneur minimale en liant équivalent <sup>(5)</sup> ;
- le rapport Eeff/Leq <sup>(6)</sup> ;
- la nature et les éventuelles caractéristiques complémentaires du ciment <sup>(7)</sup> ;
- les éventuelles caractéristiques complémentaires du béton <sup>(8)</sup>.

## 6.10 - Aciers passifs de la dalle

Les documents de référence pour les aciers passifs sont le fascicule n° 65 du CCTG et les normes NF A 35-015, NF A 35-016-1 et 2, NF A 35-019 et NF A 35-028. Pour les enrobages, le document de référence est la section 4 de la norme NF EN 1992-1-1 et son annexe nationale, la norme NF EN 1992-1-1/NA.

Le CCTP doit préciser la nuance des aciers utilisés <sup>(9)</sup> et préciser si ceux-ci font l'objet de spécifications particulières (résistance à la fatigue, ductilité, etc.). Le CCTP doit également préciser les enrobages prévus <sup>(10)</sup>, ceux-ci pouvant être légèrement différents de ceux strictement issus des normes européennes citées ci-dessus.

(1) Les classes d'exposition les plus fréquentes sont XC2 et XC4 pour la carbonatation et XH2 et XH3 pour la réaction sulfatique interne. Selon la situation des ouvrages, les classes XF1, XF2 et XF4 (gel/dégel), XS1 et XS3 (embruns salins) et XA1 (attaques chimiques) sont également envisageables.

(2) Les classes de chlorures les plus fréquentes sont Cl0,2 et Cl0,4.

(3) Les classes RSI (réaction sulfatique interne) sont XH2 et XH3.

(4) Les classes de résistance les plus fréquentes sont C35/45 et C40/50.

(5) La teneur minimale est en général comprise entre 330 et 385 kg/m<sup>3</sup>.

(6) Ce rapport est en général compris entre 0,40 et 0,45.

(7) Les caractéristiques complémentaires du ciment au sens de la norme NF P 15-301 peuvent être PM (prise mer) ou ES (eaux sulfatiques). La caractéristique complémentaire CP (ciment pour précontrainte) est en outre indispensable pour les dalles précontraintes.

(8) Les caractéristiques complémentaires du béton de la dalle devant toujours être sélectionnées sont RAG (prévention de l'alcali-réaction) et LRE (limitation du retrait endogène). Selon le contexte, on peut aussi opter pour les caractéristiques EQP (exigences particulières de qualité des parements) et LCH (limitation de la chaleur d'hydratation).

(9) Les nuances les plus souvent utilisées sont B500B (aciers HA) et B235C (aciers doux).

(10) Les enrobages des aciers passifs sont en général compris entre 30 et 50 mm.

## 6.11 - Précontrainte de la dalle

Le document de référence pour la précontrainte est le fascicule n° 65 du CCTG.

Si la dalle est précontrainte, le CCTP doit indiquer précisément le nombre, le type et les classes de résistance et de relaxation des torons constituant les câbles transversaux. Il doit également indiquer la nature du produit d'injection <sup>(11)</sup> et le type de conduit <sup>(12)</sup>. Il doit en outre préciser les exigences du maître d'ouvrage en matière de protection définitive des ancrages <sup>(13)</sup>.

## 6.12 - Exécution de la dalle

Les documents de référence pour les parements et, plus généralement, l'exécution de la dalle sont le fascicule n° 65 du CCTG. La norme NF EN 13670 n'était pas encore appliquée au moment de l'achèvement de ce guide mais devrait aussi jouer un rôle important à l'avenir.

### 6.12.1 - Parements

Pour les faces inférieures et latérales de la dalle, le CCTP doit notamment préciser la classe de parement retenue au sens de l'article 62 du fascicule n° 65 du CCTG, étant entendu que les classes possibles sont « soignés simples » et « soignés fins ».

### 6.12.2 - Plaquettes, éléments ou bétons témoins

Le CCTP doit préciser si l'entrepreneur doit procéder à un plot d'essai complet au titre des épreuves de convenance ou si celles-ci peuvent se réduire à la réalisation d'éléments ou de plaquettes témoins. Dans tous les cas, le CCTP doit préciser les dimensions de ces éléments et les aciers passifs, voire les gaines si la dalle est précontrainte, qu'ils doivent contenir.

Outre ces précisions, le CCTP doit définir les conditions d'acceptation de ces épreuves : examen des parements, carottage dans les zones les plus encombrées, mesure de planéité des parements, etc.

### 6.12.3 - Décoffrage

Il est recommandé de fixer dans le CCTP une résistance minimale du béton au moment du décoffrage. Celle-ci ne doit pas être inférieure à 18 MPa. Il est également recommandé d'interdire tout décoffrage moins de 24 heures après la fin du bétonnage de la dalle.

(11) Le produit d'injection est soit du coulis de ciment, soit de la graisse.

(12) Les conduits sont des gaines en feuilard si la protection est assurée par du coulis, des gaines en PEHD si elle est assurée par de la graisse (monotorons gainés graissés).

(13) Il est fortement recommandé d'opter pour des ancrages cachetés.

#### 6.12.4 - Cinématique de construction des plots si coulage en place

Si la dalle est coulée à l'aide d'équipages mobiles, il est recommandé de bien préciser dans le CCTP :

- soit que le pianotage est obligatoire, ce qui constitue le cas général ;
- soit, au contraire, qu'une exécution à l'avancement de tout ou partie de la dalle a été prévue et doit être respectée, du fait des risques encourus par les utilisateurs des voies franchies.

#### 6.12.5 - Dalles préfabriquées

Dans le cas d'utilisation de dalles préfabriquées, le CCTP doit bien préciser :

- les dimensions des éléments et des clavages ;
- les modalités de pose des éléments adoptées pour le prédimensionnement de la charpente et, en particulier et le cas échéant, le poids de l'engin de pose des éléments ;
- les conditions d'appui des éléments sur la charpente (recouvrement minimal entre élément et semelle, nature des joints d'étanchéité, etc.) ;
- dans le cas d'éléments en pleine largeur, les modalités de constitution et d'injection au coulis de ciment du vide prévu entre la sous-face des éléments et les semelles supérieures de la charpente ;
- les dispositions à mettre en œuvre sur les surfaces de reprise.

Le CCTP doit également exiger la fourniture d'une procédure d'exécution détaillant :

- la préfabrication et le stockage ;
- la pose (conception de l'outil de pose, procédure de déplacement, modalités de réglage des éléments, dispositions constructives relatives à la connexion, etc.) ;
- les clavages (composition du béton, dispositions prises pour l'étanchéité, mode d'injection de l'interstice entre la sous-face du hourdis et la charpente, le cas échéant coffrage, etc.).

Il est recommandé d'exiger aussi dans le CCTP la réalisation d'un élément témoin permettant de vérifier et de tester les dispositions prévues par cette procédure.

#### 6.12.6 - Dénivellations d'appui

Le CCTP doit préciser s'il est prévu des dénivellations d'appui et, si oui, indiquer les appuis concernés et les hauteurs de ces dénivellations.

### 6.13 - Équipements de maintenance

Les équipements de maintenance n'étant pas toujours bien définis sur les plans du DCE, le CCTP doit décrire aussi précisément que possible (capacités, constituants, protection anticorrosion, tolérances de pose, etc.) les équipements de maintenance que le maître d'ouvrage souhaite voir mis en place dans l'ouvrage. Parmi ces équipements, on citera notamment :

- les rails d'ancrage parfois noyés dans la dalle, pour permettre la pose immédiate ou ultérieure de réseaux sous celle-ci ;
- la nacelle de visite, si cet équipement est prévu ;
- si les piles sont creuses, les équipements de visite et de fermeture de ces appuis.

Si le tablier est un caisson, il y a également lieu de bien préciser l'installation électrique intérieure, notamment l'éclairage, les déshumidificateurs éventuels ainsi que les dispositifs d'accès à l'intérieur du caisson.

### 6.14 - Contrôle des travaux

Le contrôle des travaux d'un ouvrage mixte est une tâche importante et complexe que le maître d'œuvre doit organiser assez longtemps à l'avance.

Le CCAP et le CCTP doivent mettre en évidence ces contrôles qui constitueront la plupart du temps un point d'arrêt pour les entreprises.

### 6.15 - Épreuves de chargement

Le CCTP doit préciser le programme des épreuves de chargement.

## 7 - Bordereau des prix

Le bordereau des prix d'un DCE de pont mixte peut être constitué en s'appuyant sur les bordereaux des prix types inclus dans les fascicules du CCTG et notamment dans les fascicules n° 56 (« Protection anticorrosion des ouvrages métalliques »), n° 65 (« Exécution des ouvrages en béton »), n° 66 (« Exécution des ouvrages métalliques ») et n° 68 (« Exécution des travaux de fondations »).

Il serait trop fastidieux de lister tous les prix nécessaires à la construction d'un ouvrage mixte. On peut toutefois rappeler que les modalités ci-dessus conduisent à prévoir – dans le cas courant d'un pont mixte avec charpente lancée et dalle exécutée par des équipages mobiles – les prix spécifiques aux ouvrages mixtes suivants.

### Prix généraux

- Plate-forme d'assemblage de l'ossature métallique (F).
- Matériel de lançage de l'ossature métallique du tablier mixte (F).
- Equipages mobiles pour exécution de la dalle du tablier mixte (F).
- Mise sur appuis définitifs/Vérinages de fin de chantier (F).

### Prix concernant la charpente et sa protection anticorrosion

- Acier pour ossature de tablier (kg).
- Goujons pour connexion (kg).
- Assemblage et montage sur chantier de l'ossature métallique (F).
- Épreuve de convenance de la protection anticorrosion (F).
- Protection anticorrosion par peinture sur acier mis à nu (m<sup>2</sup>).

## A1 - Principaux ponts routes mixtes construits en France de 1995 à 2005

Les ouvrages sont classés ici par portées décroissantes.

Dalle préfa PL : dalles préfabriquées en pleine largeur.

Mixte : dalles préfabriquées partielles + coulage en place sur tôle supérieure

## A - Bipoutres à entretoises (L tot > 200 m)

Nom de l'ouvrage	Voie portée	Dépt.	Ltot	Portée maximale	Largeur du tablier	Hauteur des poutres	Tonnage d'acier	Mise en place de la charpente	Construction de la dalle	Année charpente	Biblio.	Remarques
Pont sur la Seine à Triel	Liaison RD1/RD154	78	635 m	124 m	11,5 à 16,93 m	4,5 m	6 300 t	Lançage	Équipage mobile	2002	[AVR 01]	-
Viaduc de Monestier-de-Clermont	A51	38	860 m	110 m	11,85 m	3 m	4 000 t	Lançage	Dalles préfa PL	2005	-	-
Viaduc de Brioude	RN102	43	242 m	110 m	12,5 m	2,5 à 4 m	-	Lançage	Poussage	-	-	-
Viaduc sur la Vilaine	RD773	44	672 m	105 m	14 m	1,9 à 4,4 m	2 350 t	Lançage	Équipage mobile	2002	[STO 03]	-
Viaduc sur la Vézère	A89	19	973 et 1 002 m	105 m	2 x 10,97 m	2,6 à 5,3 m	-	Montage à la grue et lançage partiel	Équipage mobile	2004	-	-
Viaduc de la Vézère	A20	19	360 m	104 m	2 x 12 m	3,15 à 4,25 m	2 250 t	Lançage	-	1995	-	-
Pont de Marmande	RD933	47	250 m	104 m	11 m	2,4 à 4 m	850 t	Lançage	-	1998	-	-
Viaduc du Loir	-	72	340 m	100 m	2 x 10 m	3,95 m	2 277 t	Lançage	-	2004	-	-
Viaduc du Mascaret	A89	33	540 m	95 m	2 x 12,1 m	2,25 à 4,6 m	3 500 t	Lançage et bigue	Équipage mobile	2000	[CAR 00]	-
Viaduc de Crivilliers	RN59	54	322 m	91 m	20,5 m	3,3 à 4,3 m	1 475 t	Lançage	Équipage mobile	1995	[ABI 96]	-
Viaduc de la Risle	A28	27	1 320 m	90 m	15 m	3,5 m	5 295 t	Lançage des 2 côtés	Équipage mobile	2003/4	-	-
Viaduc sur la Vienne à Aix	RD2000	87	255 m	85 m	11,65 m	2 à 3,35 m	820 t	Lançage	-	-	-	-

Nom de l'ouvrage	Voie portée	Dépt.	Ltot	Portée maximale	Largeur du tablier	Hauteur des poutres	Tonnage d'acier	Mise en place de la charpente	Construction de la dalle	Année charpente	Biblio.	Remarques
Pont sur la Dordogne à Sainte Foix	RD936	33	203 m	84 m	12,7 m	-	550 t	Lançage	Équipage mobile	2002	-	-
Pont sur l'Adour à Bayonne	-	64	206 m	84 m	22 m	1,8 à 3,8 m	1 100 t	Lançage	Équipage mobile	1995	-	-
Viaduc de l'Yonne	A19	89	580 m	83 m	2 x var. de 12,42 à 14,92 m	0,95 à 3,05 m	2 650 t	Lançage avec une partie de la dalle et pose à la grue	Équipage mobile et connexion différée	1997	[ROU 98]	-
Viaduc de la Roumer	A85	37	249 m	82 m	15 m	2,8 m	-	Lançage	Équipage mobile	2005	-	-
Pont du Lavedan	RN21	65	249 m	81,5 m	2 x 10,9 m	2,9 m	1 350 t	Lançage	Équipage mobile	1997	-	-
Viaduc du Bec	A28	27	690 m	80 m	15 m	3,5 m	2 526 t	Lançage	Équipage mobile	2004	-	Courb. 2 700 m
Viaduc sur l'Aveyron	A20	82	273 m	80 m	2 x 12 m	2 à 4,5 m	1 350 t	Pose à la grue	Équipage mobile	1997	-	-
Viaduc de Marnaval	RN4	52	591 m	76 m	12 m	3 m	1 700 t	Lançage	Équipage mobile	1998	-	-
Viaduc du Cher	A85	37	499 m	74,8 m	14,8 m	1,8 à 3 m	1 200 t	Lançage	Équipage mobile	2005	-	-
Viaduc de Garrigue	A75	12	340 m	74 m	2 x 10,85 m	2,65 m	1 750 t	Lançage	Équipage mobile	2001	[ARG 04]	-
Viaduc des Chatelles	RN59	88	386 m	73 m	-	2,5 m	1 800 t	Lançage	Équipage mobile	1997	[LEB 98]	-
Viaduc de Mirville	A29	76	310 m	72 m	2 x 12 m	2,85 m	1 650 t	Lançage	Équipage mobile	1995	-	-
Pont de la Réole	-	33	400 m	70 m	12,2 m	2,5 m	850 t	Lançage	Équipage mobile	1995	-	-
Viaduc d'Ingrandes de Touraine	A85	37	552 m	67 m	16 m	2,8 m	-	Lançage	-	2005	-	-
Viaduc de la Sèvre Nantaise	A87	-	285 m	65 m	2 x 10,97 m	2,5 m	1 400 t	Lançage	Équipage mobile	2002	[DUB 04]	-

Nom de l'ouvrage	Voie portée	Dépt.	Ltot	Portée maximale	Largeur du tablier	Hauteur des poutres	Tonnage d'acier	Mise en place de la charpente	Construction de la dalle	Année charpente	Biblio.	Remarques
Viaduc du Pont de l'Arc	A43	73	206 m	64 m	-	2,3 m	1 050 t	Lançage et ripage transversal	-	1997	-	-
Viaduc du Rocher de l'Escalade	A43	73	240 m	64 m	2 x 10 m	2,2 m	1 150 t	Lançage	-	1997	-	-
Viaduc de la vallée de l'Avre	Rocade sud d'Amiens	80	592,5 m	61,5 m	2 x var. de 11,7 à 16 m	2,4 m	3 550 t	Lançage avec une partie de la dalle et pose à la grue	Équipage mobile	1997	-	-
Viaduc de l'Alsace	RN20	09	500 m	60 m	11,24 m	2,15 m	1 350 t	Lançage	Équipage mobile	1999	[POU 01]	-
OA8 à Nancy	A330/RD2bis/RN74	54	200 m	60 m	14 m	2,4 m	500 t	Lançage	Équipage mobile	1996	-	-
Viaduc de Saint-Privas	-	07	256 m	60 m	12,2 m	2,15 m	600 t	Pose à la grue	-	2001	-	-
OA1	BP est de Lille	59	290 m	60 m	12 m	2,20 m	-	Lançage	Équipage mobile	-	-	Contre-ventement inférieur
Viaduc de Blazy	A20	46	363 m	58 m	2 x 12 m	2,25 m	1 750 t	Lançage	Équipage mobile	1998	-	-
Viaduc du Musson	A83	-	303 m	55 m	2 x 9,85 m	2,2 m	1 375 t	Lançage	Équipage mobile	2000	-	-
Pont sur l'Approuague	RN2	973	350 m	55 m	10,10 m	2 m	750 t	Lançage	Équipage mobile	2002	-	-
Viaduc sur la Creuse	RN145	23	204 m	54 m	12 m	2 m	800 t	Lançage	-	2000	-	-
Viaduc de la Charente	A837	17	856 m	52 m	2 x 12 m	2 m	3 125 t	Lançage et pose à la grue	Équipage mobile	1995	-	-
Viaduc de la Somme	A29	80	460 m	52 m	15,1 m	1,85 à 2,5 m	1 050 t	Lançage et pose à la grue	Équipage mobile	2000	[DEM 02]	-

Nom de l'ouvrage	Voie portée	Dépt.	Ltot	Portée maximale	Largeur du tablier	Hauteur des poutres	Tonnage d'acier	Mise en place de la charpente	Construction de la dalle	Année charpente	Biblio.	Remarques
Viaduc sur le Douime	A89	24	290 m	52 m	2 x 9,25 m	2 m	1 265 t	Lançage	Équipage mobile	2003	[ASF03 02]	-
Viaduc d'Aiton	A43	73	295 m	50 m	2 x 9 m	1,85 m	1 000 t	Lançage	Équipage mobile	1995	[MAR 95]	-
Pont sur l'Hyères	RN64	29	230 m	50 m	2 x 10,95 m	1,80 m	1 000 t	Lançage	Équipage mobile	2004	-	-
Pont sur le Sinnamary	RN1	Guyane	225 m	50 m	9,90 m	1,9 m	425 t	Lançage	Équipage mobile	1997	-	-
Viaduc de la Saussaz	A43	73	210 m	50 m	2 x 9,85 m	1,8 m	950 t	Lançage	Équipage mobile	1999	-	-
Viaduc de l'Egray	A83	79	330 m	50 m	2 x 9,85 m	2 m	1 250 t	Lançage	Équipage mobile	1999	-	-
Viaduc de la Crempse	A89	24	307 m	49,5 m	2 x 12,1 m	2 m	1 300 t	Lançage	Équipage mobile	2000	-	-
Viaduc de la Sèvre Niortaise	A83	79	480 m	46 m	2 x 9,85 m	1,75 m	1 775 t	Lançage	Équipage mobile	2000	-	-
OA 85	A77	-	238 m	45,5 m	2 x 15,32 m	1,6 m	1 000 t	Pose à la grue	-	1999	-	-
Viaduc Rive gauche	A83	-	285 m	45 m	2 x 12,1 m	1,8 m	1 175 t	Pose à la grue	-	1996	-	-
Viaduc de la Roselière	A29	76	320 m	43 m	Var. de 10,7 à 14,5 m	1,8 m	700 t	Lançage et pose à la grue	-	1995	-	-
Viaduc de la Nièvre	A16	80	207 m	40 m	2 x 9,97 m	1,5 m	750 t	Pose à la grue	-	1996	-	-
Viaducs de Maye et de Pendé	A16	80	1 000 m	38 m	9,75 m	1,35 m	1 500 t	Lançage	-	1996	-	-
Viaduc de la Maye	A16	80	350 m	20 m	9,75 m	-	1 500 t	Lançage	-	1996	-	-
Pont sur la Dumbéa	Route de l'aéroport	Nouvelle Calédonie	244 m	34,5 m	9 m	1,6 m	-	Lançage	Dalles préfa PL	2005	-	-

Nom de l'ouvrage	Voie portée	Dépt.	Ltot	Portée maximale	Largeur du tablier	Hauteur des poutres	Tonnage d'acier	Mise en place de la charpente	Construction de la dalle	Année charpente	Biblio.	Remarques
Viaduc intermédiaire	A85	37	450 m	31 m	14,8 m	1,35 m	1 000 t	Pose à la grue	Équipage mobile	2005	-	-
Pont à Charmes-sur-Rhône	-	07	239 m	-	-	1 m	200 t	Lançage	-	1999	-	-
Viaduc de la Schwalb	-	57	258 m	-	12,14 m	2 m	700 t	Lançage	Équipage mobile	2000	-	-

## B - Bipoutres à pièces de pont (L tot > 200 m)

Nom de l'ouvrage	Voie portée	Dépt.	Ltot	Portée maximale	Largeur du tablier	Hauteur des poutres	Tonnage d'acier	Mise en place de la charpente	Construction de la dalle	Année charpente	Biblio.	Remarques
Pont de Jassans	RD131	01	310 m	130 m	14,7 m	3,25 à 5 m	1 500 t	Lançage	Équipage mobile	2000	[CHA 01]	Pas de console
Viaduc aval de Centron	RN90	73	450 m	125 m	13,5 m	1,9 à 4 m	2 100 t	Lançage	Équipage mobile	2005	-	
Viaduc des Saulières	RN89	19	468 m	106 m	10,9 m	3,4 à 5,20 m	1 925 t	Lançage	Équipage mobile partiel + prédalles participantes	2005	-	Pas de console
Viaduc du Chadon	A89	19	530 m	100 m	19,5 m	4,4 m	3 925 t	Lançage	Équipage mobile	2002	[ASF01 02]	-
Viaduc du Saultbesnon	A84	50	345 m	81 m	23,5 m	3,5 m	2 250 t	Lançage	Équipage mobile	2001	-	-
Viaduc sur la Dordogne	A20	46	1 070 m	80 m	21,3 m	3,2 m	8 150 t	Lançage et pose à la grue	Équipage mobile	2001	[MAN 02]	-
Viaduc d'Achard	A43	73	374 m	77,5 m	2 x 9,85 m	3 m	2 300 t	Pose à la grue	Équipage mobile	1998	-	-
Viaduc sur la SNCF à Valenton	VDO du Val-de-Marne	94	216 m	72 m	21 m	3,15 m	975 t	Lançage et pose à la grue	-	1995	-	-
Viaduc sur le Lot	A20	46	535 m	70 m	22,47 m	1,9 à 3 m	3 250 t	Lançage et pose à la grue	Équipage mobile	2002	[BRI 03]	-
Viaduc sur la Sèvres Nantaise à Clisson	RN149	44	210 m	67,5 m	12 m	2,25 m	800 t	Lançage	Dalles préfa	2003	-	-
Viaduc de Langeais	A85	37	653 m	67 m	16 m	3 m	-	Lançage	Équipage mobile	2005	-	-
Viaducs d'accès au pont mobile de Rouen	RN338	76	407 m	64 m	2 x 15,58 m	2,2 à 3,5 m	7 600 t	Lançage	Dalles préfa	2005	-	-
Viaduc de la Laize	RD562	14	352 m	60 m	21,2 m	3 m	2 150 t	Lançage	Prédalles collaborantes	2004	-	-

Nom de l'ouvrage	Voie portée	Dépt.	Ltot	Portée maximale	Largeur du tablier	Hauteur des poutres	Tonnage d'acier	Mise en place de la charpente	Construction de la dalle	Année charpente	Biblio.	Remarques
Viaduc du Coteau	A85	37	250 m	57,5 m	19,4 m	2,6 m	975 t	Lançage	Prédalles	-	-	-
Viaduc de Maubeuge	RN49	59	304 m	51 m	21,2 m	2,3 m	1 500 t	Lançage	Équipage mobile	2000	-	-
Viaduc de la Sauldre(*)	A85	41	162 m	50,5 m	14,8 m	1,9 m	-	Lançage	Dalles préfa PL	-	-	Pas de console
Pont sur la Charente à Jarnac (bras sud)	RN141	16	384 m	36 m	19,5 m	1,6 m	1 500 t	Pose à la grue	Dalles préfa	2003	-	-
OA3 et OA4	Avenue de France	75	510 m	15 m	38 m	2 m	5 000 t	Pose à la grue	-	2002	-	-

(\*) Cet ouvrage présente une longueur totale inférieure à 200 m mais a été recensé ici car cité dans le corps du texte pour certaines de ses caractéristiques.

### C - Caissons simples (L tot > 100 m)

Nom de l'ouvrage	Voie portée	Dépt.	Ltot	Portée maximale	Largeur du tablier	Hauteur des poutres	Tonnage d'acier	Mise en place de la charpente	Construction de la dalle	Année charpente	Biblio.	Remarques
Doublement du pont sur l'Ante	RN158	14	170 m	78 m	10,75 m	1,80 à 3,30 m	525 t	Pose à la grue	Équipage mobile	2005	-	-
Viaduc de Bonneville	RN205/RD19	74	115 m	71 m	15,3 m	1,61 à 2,87 m	410 t	Lançage	Équipage mobile + coffrages tradi.	2004	-	-
Viaduc de Monistrol d'Allier	RD589	43	168 m	70 m	10 m	2,3 m	500 t	Lançage	Équipage mobile et bacs acier	1998	[CHA 00]	-
Pont sur la Loire à Rivas	RD101	42	159 m	59,1 m	10,8 m	1,6 m	400 t	Lançage	Équipage mobile et bacs acier	1999	[ARG 00]	-
OAS pour déviation de Jenlain	RN49	59	134 m	57,2 m	11 m	1,55 m	400 t	Ripage	Équipage mobile et bacs acier	1999	-	-
Pont sur la Vienne à Nouâtre	RD108	37	195 m	55 m	12 m	1,2 à 1,9 m	550 t	Lançage	Équipage mobile et bacs acier	2005	-	-
O44 à Embrun	RN94	05	255 m	55 m	12 m	Cte	650 t	Lançage	Équipage mobile et bacs acier	2004	-	-
Ouvrage SD	Échangeur du Palays	31	378 m	51,4 m	9,5 m	1,4 m	1 325 t	Lançage avec une partie de la dalle	Équipage mobile	2005	-	-
Pont sur le Gardon à Ners	RN106	30	189 m	44 m	21 m	2,28 m	800 t	Lançage	Équipage mobile	1995	-	-
Viaduc de Boulogne-sur-Mer	RN1	62	190 m	40 m	2 x 9,15 m	1,3 m	850 t	Lançage	Dalles préfa PL	2005	[LEG 05]	-
Viaduc de Volèsvre	RN79	71	208 m	52 m	12,2 m	1,75 m	500 t	Pose à la grue	Équipage mobile et bacs acier	1998	-	-

## D - Caissons à pièces de pont (L tot > 100 m)

Nom de l'ouvrage	Voie portée	Dépt.	Ltot	Portée maximale	Largeur du tablier	Hauteur des poutres	Tonnage d'acier	Mise en place de la charpente	Construction de la dalle	Année charpente	Biblio.	Remarques
Viaducs du BP de Lille	BPL	59	445 m	96,7 m	13,1 m	2,75 m	-	Lançage	Dalles préfa PL	1997	[VIL 99]	-
Pont Charles de Gaulle	Rue Van Gogh	75	208 m	84 m	34,9 m	2,5 m	3 000 t	Lançage	Bacs acier	1996	[MON 96]	-
Viaduc du Freney	A43	73	207 m	79 m	18,2 m	2,7 m	1 150 t	Lançage	Équipage mobile	1998	-	-
Viaduc du Pont des Chèvres	A43	73	354 m	78 m	13 m	2,7 m	1 600 t	Lançage	Équipage mobile	1998	-	-
Pont sur la Moselle à Custines	RD40e	54	125 m	62,7 m	10,3 à 18,93 m	1,8 m	375 t	Lançage	Équipage mobile	1998	-	Caisson fermé
Viaduc de la Roche Bernard	RN165	56	376 m	36 m	20,8 m	1,7 m	1 550 t	Lançage	Équipage mobile	1995	[FON 95]	Caisson fermé

## E - Caissons à pièces de pont et bracons (L tot > 100 m)

Nom de l'ouvrage	Voie portée	Dépt.	Ltot	Portée maximale	Largeur du tablier	Hauteur des poutres	Tonnage d'acier	Mise en place de la charpente	Construction de la dalle	Année charpente	Biblio.	Remarques
Viaduc de Verrières	A75	12	720 m	144 m	23,5 m	4,5 m	6 250 t	Lançage	Mixte	-	[BOU 01]	Caisson fermé
Pont sur le Rhône à Valence	Liaison RN7/RN86	26	526 m	125 m	22,1 m	4 m	3 800 t	Lançage	Mixte	2001	[CHA 03]	Caisson fermé
Viaduc de Frocourt	RN31	60	284 m	60 m	13,3 m	2,5 m	1 150 t	Lançage	Mixte	2005	-	Caisson fermé

## A2 - Bibliographie

►► La présente bibliographie dresse tout d'abord la liste des textes de référence concernant la conception et la construction des ponts mixtes. Elle liste ensuite un grand nombre de documents et d'articles consacrés à cette technique.

### Textes de référence

#### Normes de calcul

Les principales normes de calcul appliquées sur un pont mixte sont :

- les normes NF EN 1990 et 1990/A1 et leurs annexes nationales, les normes NF P06-100-2 et NF EN 1990/A1/NA, sur les bases de la conception, notamment les combinaisons d'actions ;
- les normes NF EN 1991-1-1 et 1991-1-3 à 1991-1-7, ainsi que leurs annexes nationales, les normes NF P 06-111-2 et NF EN 1991-1-3/NA à 1991-1-7/NA, sur les actions à prendre en compte ;
- la norme NF EN 1991-2 et son annexe nationale, la norme NF EN 1991-2/NA, sur les charges routières à prendre en compte ;
- les normes NF EN 1992-1-1 et 1992-2 et leurs annexes nationales, les normes NF EN 1992-1-1/NA et 1992-2/NA, sur la justification des parties en béton armé ou précontraint ;
- les normes NF EN 1993-1-1, 1993-1-5, 1993-1-8, 1993-1-9, 1993-1-10, 1993-2 et leurs annexes nationales, les normes NF EN 1993-1-1/NA, 1993-1-5/NA, 1993-1-8/NA, 1993-1-9/NA, 1993-1-10/NA et 1993-2/NA, sur la justification des parties en acier ;
- les normes NF EN 1994-1-1 et 1994-2 et leurs annexes nationales, les normes NF EN 1994-1-1/NA et 1994-2/NA, sur la justification des constructions mixtes ;
- la norme NF EN 1997-1 et son annexe nationale, la norme NF EN 1997-1/NA, sur la justification des fondations.

En outre, pour les ponts mixtes situés en zone sismique, il y a lieu d'appliquer :

- les normes de la série NF EN 1998 et leurs annexes nationales, les normes de la série NF EN 1998/NA, sur la justification vis-à-vis du séisme ;
- le décret relatif à la prévention du risque sismique et l'arrêté relatif à la classification et aux règles de constructions parasismiques applicables aux ponts de la catégorie dite à risque normal <sup>(1)</sup>.

#### Normes « Matériaux » ou « Exécution » applicables à tous les ouvrages

La construction d'un pont mixte fait appel à plusieurs dizaines de normes. Les plus importantes sont :

- les normes NF EN 10025, parties 1 à 4, sur les aciers de charpente ;
- la norme NF EN ISO 13918 sur les goudjons ;
- les normes NF EN 1090, parties 1 et 2, sur l'exécution des charpentes métalliques ;
- la norme NF EN 206-1 sur le béton ;
- les normes NF A 35-015 et 016 sur les aciers passifs.

La norme NF EN 13670 sur l'exécution des ouvrages en béton n'était pas encore appliquée au moment de l'achèvement de ce guide mais jouera un rôle important dans les prochaines années.

#### Fascicules du CCTG

La construction d'un pont mixte fait appel à plusieurs fascicules du CCTG :

- le fascicule n° 2 « Terrassements généraux » ;
- le fascicule n° 4 titre III « Aciers laminés pour construction métallique » ;
- le fascicule n° 56 « Protection des ouvrages métalliques contre la corrosion » ;
- le fascicule n° 65 « Exécution des ouvrages de génie civil en béton armé ou précontraint » ;
- le fascicule n° 66 « Exécution des ouvrages de génie civil à ossature en acier » ;
- le fascicule n° 68 « Exécution des travaux de fondation des ouvrages de génie civil ».

(1) À la date d'achèvement de ce guide, ces documents n'étaient toujours pas disponibles.

## Guides techniques Sétra

Les principaux guides édités par le Sétra, seul ou en partenariat avec le LCPC, la SNCF et le CTICM et couvrant la conception ou la construction d'un pont mixte sont :

- Eurocodes 3 et 4 - Application aux ponts routes mixtes acier-béton, juillet 2007, réf. 0720 ;
- Travaux de construction des ponts en acier – Guide du maître d'œuvre, mars 2001, réf. F0039 ;
- Appareils d'appui en caoutchouc fretté, juillet 2007, réf. 0716 ;
- Appareils d'appui à pot de caoutchouc, novembre 2007, réf. 0734 ;
- Guide pour la commande et le pilotage des études d'ouvrages d'art, novembre 2007, réf. F9761 ;
- Mémoar – Mémento pour la mise en œuvre sur ouvrages d'art, novembre 2007, réf. 0932CD.

La note d'information n° 28 de la série Ouvrages d'art, relative à l'approvisionnement en tôles d'acier pour ouvrages d'art, concerne également directement la construction des ponts mixtes (mars 2007, réf. 0709w).

Enfin, la publication des Eurocodes a rendu obsolète les parties consacrées aux justifications réglementaires des guides Sétra/SNCF/CTICM « Ponts métalliques et mixtes – Résistance à la fatigue » et Sétra/LCPC « Ponts mixtes – Recommandations pour maîtriser la fissuration des dalles », mais ces documents comportent des informations d'ordre général qui restent d'actualité.

## Articles de revues

On trouvera ci-dessous une liste d'articles concernant la construction des ponts mixtes, publiés de 1995 à 2009 dans les principales revues françaises de travaux publics et de construction métallique. Chacun de ces articles est suivi d'un code indiquant le ou les thèmes abordés. La signification de ces codes est indiquée ci-contre :

-  Recherche, calculs
-  Conception et exécution d'un pont à poutres mixte
-  Conception et exécution d'un pont à caisson mixte
-  Matériaux

### Bulletin « Ponts métalliques » de l'OTUA/ConstruirAcier

- [HIP 96] J.C. Hippolyte, J. Berthelémy, *Pont de l'écluse à Saumur* (Bulletin n° 18 – 1996)  ;
- [BER 96] A. Berbain, P. Corfdir, Th. Kretz, *Étude des montants des cadres d'entretoisement des bipoutres à entretoises* (Bulletin n° 18 – 1996)  ;
- [ABI 96] I. Abi-Nader, *Le viaduc de Criviller à Baccarat* (n° 18 – 1996)  ;
- [VIL01 96] S. Villette, *Viaducs du nouveau boulevard périphérique est de Lille* (n° 18 – 1996)  ;
- [VIL 99] S. Villette, *Viaducs du nouveau boulevard périphérique est de Lille* (n° 19 – 1999)  ;
- [HOO 00] W. Hoorpah, J. Raoul, *Les ponts à poutres* (n° 20 – 2000)  ;
- [AND 00] D. André, J. Fuchs, G. Maire, *La protection anticorrosion des ponts métalliques* (n° 20 – 2000)  ;
- [DUB 00] R. Dubois, *La fabrication des ponts métalliques* (n° 20 – 2000)  ;
- [FOX 02] R. Fox, *Le viaduc de Schengen* (n° 21 – 2002)  ;
- [DEZ 03] L. Dezi, S. Niccolini, *Les viaducs de la bretelle d'Urbino en Italie* (n° 22 – 2003)  ;
- [GIL 04] G. Gillet, E. Bouchon, J.Y. Sablon, M. Virlogeux, W. Hoorpah, *Viaduc de Verrières* (n° 23 – 2004)  ;
- [ARG 04] S. Arguimbau, *Le viaduc de Garrigue* (n° 23 – 2004)  ;
- [FLE 04] M. Fléchaire, R. Reichhart, *Le pont bipoutre sur le Tarn et le viaduc métallique démontable sur la D992* (n° 23 – 2004)  ;
- [FLE 04] M. Fléchaire, R. Reichhart, *L'OA205 au-dessus de l'autoroute A75* (n° 23 – 2004)  ;
- [TAV 04] F. Tavakoli, *Nouveau pont sur le Rhône à Valence* (n° 23 – 2004)  ;
- [BER 09] J.V. Berlottier, H. Vadon, J. Mac Farlane, *Viaduc de Monestier-de-Clermont – Présentation architecturale et études* (n° 25 – 2009)  ;
- [CHA 09] D. Chambonnière, *Viaduc de Monestier-de-Clermont – Fabrication et montage* (n° 25 – 2009)  ;

- [MOS 09] J. Mossot, J.L. Jollin, *Autoroute A89 tronçon Thenon Mansac – Terrasson : le viaduc de l'Elle* (n° 25 – 2009) △ ;
- [PRE 09] V. Premaud, *Ouvrages mixtes sur le nouveau tronçon de l'autoroute A41 nord Annecy-Genève* (n° 25 – 2009) △ ;
- [HUR 09] S. Huret, *Viaduc du Loing* (n° 25 – 2009) △ ;
- [ROB 09] J.P. Robini, D. Henock, *Viaduc sur la Souilles à Coutances* (n° 25 – 2009) △ ;
- [CHA 09] P. Charlon, M. Buonomo, *Viaduc de la Maine sur l'autoroute A11 à Angers* (n° 25 – 2009) △.

#### Bulletin « Ouvrages métalliques » de l'OTUA/ConstruirAcier

- [CHE 01] F. Chevallier, M. Hever, J. Petitjean, J. Berthelémy, *PS 13 sur A85* (n° 1 – 2001) △ ;
- [HEV 04] M. Hever, *Raboutage des poutrelles de ponts mixtes par un chevêtre en béton* (n° 3 – 2004) ☒ ;
- [SCH 04] W. Schwartz, R. Biwer, N. Engel, *Les ouvrages d'art courants sur la liaison avec la Sarre au Luxembourg* (n° 3 – 2004) △ ;
- [MAT 04] G. Mathieu, *La filière Métal+Peinture : Présentation de l'OHGPI* (n° 3 – 2004) ☒ ;
- [BIN 04] C. Binet, *Un nouveau fascicule n° 56 pour une meilleure protection des ouvrages métalliques contre la corrosion* (n° 3 – 2004) ☒.

#### Bulletin « Ouvrages d'art » du Sétra

- [NOR 95] J.L. Normandin, *Pont sur la Charente à Angoulême* (n° 20 – mars 1995) △ ;
- [PET 95] G. Petit, M. Placidi, *Viaduc de Varennes-lès-Mâcon : ouvrage mixte à dalle préfabriquée mise en place par poussage avec connexion différée* (n° 21 – juillet 1995) △ ;
- [KRE01 95] Th. Kretz, *Contrôle de la fissuration des dalles – Présentation des recommandations* (n° 21 – juillet 1995) ☒ ;
- [KRE02 95] Th. Kretz, J.L. Le Boulch, *Influence de la fissuration de la dalle sur l'effet des dénivellations d'appui* (n° 21 – juillet 1995) ☒ ;
- [ETC 95] J.L. Etcheverry, P. Corfdir, Th. Kretz, R. Eymard, *Effets à long terme des dénivellations d'appui* (n° 21 – juillet 1995) ☒ ;
- [FON 95] J.F. Fontaine, D. Guillot, P. Kirschner, F. Péro, D. Forestier, *La construction du pont de la Roche Bernard* (n° 22 – novembre 1995) ▲ ;
- [VIL02 96] S. Villette, *Viaducs du nouveau boulevard périphérique est de Lille* (n° 23 – mars 1996) ▲ ;
- [LAC 96] J.M. Lacombe, D. Poineau, P. Moulet, *Maîtrise de la fissuration des dalles de ponts mixtes : l'expérience du pont sur la Loire à Nevers* (n° 23 – mars 1996) ☒ ;
- [GIL 96] G. Gillet, *Contournement de Marvejols : les viaducs du Piou, du Rioulong et de la Planchette* (n° 24 – juillet 1996) △ ;
- [RES 96] J. Resplendino, *Problèmes de déformation de torsion des bipoutres mixtes biais* (n° 24 – juillet 1996) △ ;
- [LEF 97] D. Lefaucheur, *Contre-flèches de torsion des bipoutres mixtes biais* (n° 26 – mars 1997) ☒ ;
- [ROC 97] J. Roche, *Règles de calcul du retrait de la dalle* (n° 26 – mars 1997) ☒ ;
- [AND 97] D. André, J. Fuchs, G. Maire, *Protection des structures métalliques : présentation de la nouvelle association pour la certification et la qualification en peinture anticorrosion* (n° 27 – juillet 1997) ☒ ;
- [BER 97] J. Berthelémy, *Calculs des ponts en ossature mixte : compléments au guide de la résistance à la fatigue des ponts routiers* (n° 28 – novembre 1997) ☒ ;
- [MAI 99] G. Maire, J. Fuchs, D. André, J. Berthelémy, *Protection anticorrosion des structures métalliques* (n° 32 – juillet 1999) ☒ ;
- [BAR 00] S. Barbaux, J.M. Baryla, F. Chevallier, J. Petitjean, A. Piquet, *PS mixte en BHP à connexion différée : le PS13 sur A85* (n° 36 – décembre 2000) △ ;
- [BOU 01] E. Bouchon, G. Gillet, B. Bouvy, D. Lefaucheur, J.Y. Sablon, *Les études du viaduc de Verrières* (n° 38 – juin 2001) ▲ ;
- [BIN 01] C. Binet, *Protection des ouvrages métalliques contre la corrosion : les changements prévus dans le nouveau fascicule n° 56 du CCTG* (n° 39 – décembre 2001) ☒ ;
- [LEG 05] R. Légglise, *Liaison A16 – Port de Boulogne, le viaduc de Boulogne-sur-Mer* (n° 49 – juillet 2005) ▲ ;
- [DAI 05] X. Dairaine, J.F. Derais, P. Schmitt, *Viaduc d'accès au pont d'Aquitaine : travaux d'élargissement* (n° 49 – juillet 2005) ▲ ;
- [BAR 06] P. Barras, M. Boileau, *Les ouvrages OA-LE et OA-SD* (n° 53 – novembre 2006) ▲ ;

- [BRI 07] S. Brisard, *Abaque pour la flexion locale de la dalle d'un bipoutre à entretoises* (n° 54 – mars 2007) ☒ ;
- [VIO 08] P. Vion, Y. Ben-Milad, M. Boileau, B. Testud, *Le projet et la construction du pont de Fos sur la Garonne* (n° 58 – juin 2008) △ ;
- [TEI 08] J. Teisseire, *Information sur le système logiciel OM3* (n° 58 – juin 2008) ☒.

#### Revue « Travaux »

- [COU 95] D. Coudert, *Le troisième pont sur la Loire à Blois* (n° 708 – avril 1995) △ ;
- [CHA 95] M. Chaabouni, C. Aucher, *Le doublement du viaduc de Criqueboeuf* (n° 708 – avril 1995) △ ;
- [MAR 95] J. Martin, P. Flottes, C. Thueux, E. Pasquinelli, *A43 Maurienne : Aiton, le viaduc du départ* (n° 708 – avril 1995) △ ;
- [MEU 96] P. Meurisse, *Autoroute A16 : les passages supérieurs préfabriqués en ossature mixte* (n° 719 – avril 1996) △ ;
- [AMA 96] G. Amat, *Reconstruction du pont du Vercors sur le Drac à Grenoble* (n° 719 – avril 1996) △ ;
- [VIL 96] S. Villette, *Lille : les viaducs du nouveau boulevard périphérique est* (n° 719 – avril 1996) ▲ ;
- [MON 96] J. Monthieux, J.P. Epinoux, F.X. de Malherbe, *Le pont Charles de Gaulle* (n° 722 – juillet-août 1996) ▲ ;
- [POI 97] D. Poineau, J.M. Lacombe, J. Berthelley, M. Virlogeux et autres auteurs, *Le nouveau pont sur la Loire à Nevers* (n° 733 – juillet-août 1997) ▲ ;
- [ROU 98] X. Rousseau, *Le viaduc de l'Yonne sur l'autoroute A19* (n° 739 – février 1998) △ ;
- [LEN 98] M. Lenfant, R. Colas, A. Spielmann, Y. Laurent, D. Cornet, J. Guéry, Ph. Mijonnet, C. Servant, W. Hoopah, *Le pont de Laval, franchissement de la Mayenne* (n° 739 – février 1998) △ ;
- [LEB 98] R. Leboube, J. Colin, E. Wagner, *Le viaduc des Chatelles* (n° 739 – février 1998) △ ;
- [CHA 00] F. Charmasson, *Le viaduc de Monistrol d'Allier sur la RD589* (n° 760 – janvier 2000) ▲ ;
- [ARG 00] S. Arguimbau : *Le pont de Rivas sur la Loire* (n° 760 – janvier 2000) ▲ ;
- [CAR 00] B. Cardonat, *Le pont du Mascaret sur l'A89* (n° 768 – octobre 2000) △ ;
- [CHE 01] F. Chevallier, J. Petitjean, *Autoroute A85. Le PS13 : les ouvrages mixtes à dalles préfabriquées en BHP, précontraintes et à connexion différée* (n° 771 – janvier 2001) △ ;
- [POU 01] G. Pouliquen, E. Marchisone, J.P. Bascou, J.M. Castel, *Le viaduc de l'Alsace* (n° 771 – janvier 2001) △ ;
- [CHA 01] G. Charreton, P. Bergen, J.V. Berlottier, J.M. Chenot, P. Mathieu, R. Dubois, *Le pont de Jassans sur l'Ain, un bipoutre « extra-ordinaire »* (n° 771 – janvier 2001) △ ;
- [GIL 01] G. Gillet, B. Bouvy, R. Tirat, V. Preyssas, M. Proost, *Le viaduc de Verrières* (n° 774 – avril 2001) ▲ ;
- [AVR 01] V. Avrillon, *Franchissement de la Seine : un pont mixte entre Triel et Vernouillet* (n° 774 – avril 2001) △ ;
- [MAT 01] Ph. Matière, S. Lestrade, *Un nouveau pont sur la Liane à Boulogne-sur-Mer* (n° 774 – avril 2001) ▲ ;
- [DEM 02] : D. Demeilliers, R. Giami, V. Languille, *Le viaduc de la Somme* (n° 782 – janvier 2002) △ ;
- [CAL 02] G. Calas, *A20 : le franchissement de la vallée de la Dordogne à Souillac (Lot)* (n° 782 – janvier 2002) △ ;
- [MAN 02] Th. Mangold, C. Brignolles, B. Chanudet, E. Marchisone, J.M. Castel, *A20 : le viaduc de la Dordogne* (n° 782 – janvier 2002) △ ;
- [ASF01 02] Direction opérationnelle de Tulle (ASF), *Le viaduc du Chadon : 90 m de haut, 530 m de béton et d'acier* (n° 788 – août 2002) △ ;
- [ASF02 02] Direction opérationnelle de Tulle (ASF), *Fin mars 2002, Dodin-Eiffel rend le tablier du Chadon* (n° 788 – août 2002) △ ;
- [ASF03 02] Direction opérationnelle de la construction de Périgueux (ASF), *Le viaduc du Douime* (n° 788 – août 2002) △ ;
- [CHA 03] P. Charlon, *Le deuxième pont sur le Rhône à Valence* (n° 793 – janvier 2003) ▲ ;
- [BRI 03] G. Briquet, J. Boutineau, P. Adier, *A20 – Le viaduc du Lot et la tranchée couverte de la Garenne* (n° 803 – décembre 2003) △ ;
- [BOR 03] L. Borgna, A. Rung, P. Barry, *Reconstruction du pont sur la Drôme sur A7* (n° 803 – décembre 2003) △ ;
- [STO 03] E. Storksens, *Le viaduc sur la Vilaine : aménagement de la rocade est de Redon entre l'Ille et Vilaine et la Loire Atlantique* (n° 803 – décembre 2003) △ ;
- [DUB 04] R. Dubois, F. Belblidia, N. Moronval, *Le tablier du viaduc de la Sèvre Nantaise à Clisson* (n° 814 – décembre 2004) △ ;
- [DUM 06] G. Dumoulin, P. Charlon, *Le viaduc de la Maine* (n° 827 – février 2006) △ ;

- [HAU 07] M. Haute couverture, *Les ouvrages de franchissement du prolongement ouest du Trans-Val-de-Marne* (n° 839 – mars 2007) ▲ ;
- [MAR 07] J. Martin, *A51 – Un viaduc complexe et transparent pour franchir la brèche du Fanjaret (1 000 m) à Monestier-de-Clermont* (n° 839 – mars 2007) △ ;
- [JOL 08] J.L. Jolin, A. Bourg, J. Mossot, J. Daquin, J. Dubeuf, *A89 – Conception et réalisation du viaduc de l'Elle* (n° 849 – février 2008) △ ;
- [BOU 08] J.L. Bouchet, N. Berthe, *Les viaducs, un des grands défis de l'A41 nord* (n° 850 – mars 2008) △.

### Revue française/européenne de génie civil

- [TOU 99] F. Toutlemonde, G. Ranc, *Tenue en fatigue des dalles de ponts mixtes* (vol. 5, n° 4, décembre 1999) 🏢.

### Revue « CM »

- [BER 98] J. Berthelley, J. Brozetti, J. Raoul, *Les ponts métalliques mixtes courants en France. La conception est-elle aujourd'hui figée ?* (n° 2 – 1998) 🏢 ;
- [COL 01] P. Collin, M. Moller, A. Stoltz, *Ponts mixtes à dalles préfabriquées* (n° 3 – 2001) 🏢 ;
- [MAR 07] P.O. Martin, *Résistance des âmes de poutres en I à l'effort tranchant* (n° 2 – 2007) 🏢.

### Structural Engineering International

- [BER 01] J. Bernard, *The Rocher Escalade Viaduc* (n° 1-V7 – février 1997) △.

## Films

### Films réalisés par le Sétra

- *La construction du pont sur l'Ante* (mars 1995) ▲ ;
- *La construction du pont du Morbihan* (mai 1996) ▲ ;
- *La construction du pont sur la Loire à Nevers* (juillet 1997) ▲ ;
- *La construction des viaducs du BP est de Lille* (mai 1998) ▲ ;
- *La construction du second viaduc du canal Saint-Denis, pour l'A86* (juillet 2001) △.

## A3 - Lexique

►► Le lexique qui suit donne une définition des principaux termes techniques utilisés dans le présent guide. Afin de limiter sa longueur, il est restreint aux termes relatifs à la construction métallique et aux tabliers mixtes acier-béton. Pour certains termes ayant plusieurs significations selon le contexte dans lequel ils sont utilisés, le lexique ne donne que la définition concernant ce guide.

A	
About	Extrémité de la poutre ou du tablier.
Acier	Alliage composé essentiellement de fer et de 0,025 à 2 % de carbone.
Acier laminé	Acier ayant subi un laminage généralement à chaud.
Acier moulé	Acier coulé en moule, principalement utilisé pour réaliser des pièces de forme massive (appareils d'appui, sabots, etc.).
Acier patinable ou autopatinable	Acier résistant à la corrosion atmosphérique par formation d'une couche superficielle protectrice obtenue par oxydation du fer et d'éléments d'alliage.
ACQPA	Association pour la Certification et la Qualification en Peinture Anticorrosion.
Aile	Partie de la membrure en débord par rapport à l'âme.
Aire d'assemblage	Zone réservée au montage et à l'assemblage des différents tronçons d'une charpente.
Âme	Partie, généralement mince et verticale, reliant les membrures d'une poutre ou d'un caisson.
Appareils de lançage	Ensemble des dispositifs permettant ou facilitant la mise en place d'une structure métallique par lançage.
Arrière-bec	Ouvrage provisoire constitué de poutres légères fixées en porte-à-faux à l'arrière d'une charpente dans certaines configurations de lançage.
Assemblage	1 – Solidarisation de pièces élémentaires pour constituer une pièce plus longue ou plus complexe ou une partie d'ouvrage. 2 – Dispositif permettant cette solidarisation.
Assemblage bout à bout	Assemblage de deux profilés situés en prolongement l'un de l'autre.
Assemblage par couvre-joint	Assemblage bout à bout où la continuité des tôles est obtenue par des plats de recouvrement boulonnés ou filetés.
Assemblage par platine d'extrémité	Assemblage bout à bout de deux pièces fixées à leur extrémité sur une plaque transversale.
Auget	Nervure obtenue par pliage d'un plat et servant de raidisseur à une plaque.
Avant-bec	Ouvrage provisoire constitué de poutres légères fixées en porte-à-faux à l'avant de la charpente métallique définitive pour réduire les déformations et les efforts de flexion dans la charpente et faciliter son accostage sur un appui lors des opérations de lançage.

<b>B</b>	
Bac acier	Tôle en acier emboutie formant un plâlage nervuré parfois utilisé pour le coffrage des dalles de ponts mixtes.
Balancement	Rapport entre les portées de deux travées successives d'un pont.
Balançoire	Dispositif utilisé en tête d'appui au cours du lançage d'un tablier et articulé en pied pour s'adapter aux mouvements de la charpente.
Bâti de poussage	Structure métallique provisoire permettant de transmettre à la charpente métallique les efforts de poussage nécessaires à sa mise en mouvement et généralement exercés par des vérins.
Bipoutre	Tablier comprenant deux poutres métalliques parallèles.
Boulon	Organe d'assemblage composé d'une vis et d'un écrou, parfois accompagné d'une rondelle.
Boulon à serrage contrôlé	Boulon utilisé pour assembler deux pièces par frottement en les serrant l'une contre l'autre à l'aide d'un outil permettant de maîtriser le couple de serrage.
Boulon HR (Haute Résistance)	Boulon en acier traité, de caractéristiques mécaniques élevées, utilisé dans les ouvrages d'art comme boulon à serrage contrôlé.
Boulonnerie	Ensemble des boulons d'un ouvrage.
Bracon	Poteau incliné soutenant, le plus souvent, un hourdis en encorbellement, et parfois, le hourdis intermédiaire.
Brêlage	Dispositif constitué de tiges, de barres ou de câbles de précontrainte et destiné à solidariser deux éléments d'une structure.
Butée	Pièce limitant le déplacement d'une structure dans une direction et permettant de résister à un effort dans cette direction.
Buton	Étai en général horizontal empêchant le rapprochement de deux parois.
<b>C</b>	
Caisson	Poutre de section creuse à contours fermés.
Cale	Pièce de réglage pour cintres, étais ou échafaudages.
Cale biaise	Cale dont deux faces opposées ne sont pas parallèles, généralement soudée sous la charpente métallique au droit des appuis, pour permettre un appui horizontal du tablier sur ses appareils d'appui.
Camartea	Empilement de cales destiné à servir d'appui provisoire au tablier en cours de montage.
Certificat de réception	Document de conformité aux spécifications techniques (dimensions, nuance, qualité, composition chimique, résilience, etc.) de la commande ou aux règlements officiels délivré sur la base de contrôles et d'essais.
Chaise à galets	Dispositif constitué d'un bâti et de galets permettant le roulement de la charpente métallique en cours de lançage.
Chanfrein	Petite surface oblique obtenue par abattement ou façonnage de l'arête d'une pièce.

Chant	Face latérale d'une semelle.
Cinématique	Liste et ordre chronologique des opérations nécessaires à la construction d'un ouvrage, d'un tablier ou d'une charpente.
Clame	Petite pièce métallique provisoire posée en atelier et facilitant sur chantier l'accostage, le réglage et l'assemblage de deux éléments métalliques.
Clé (ou Clef)	Section médiane d'un tablier à inertie variable.
Congé	Raccordement arrondi entre deux parties d'une même pièce.
Connecteur	Organe métallique noyé dans le béton et solidarissant un élément en béton et une pièce métallique.
Console	1 – Poutre encastree à une extrémité et libre à l'autre. 2 – Partie d'ouvrage en encorbellement par rapport à sa zone d'appui.
Contreventement	Dispositif assurant la stabilité d'une structure en s'opposant à sa déformation dans son plan sous l'action des forces latérales, en particulier dues au vent.
Corbeau	1 – Pièce fixée à l'extrémité d'un tronçon de charpente et servant de support au tronçon suivant, dans le cas du montage d'une charpente par grutage. 2 – Saillie sur une paroi destinée à soutenir une dalle de transition, un joint de chaussée ou tout autre élément.
Cordon de soudure	Métal déposé par fusion pour assembler deux pièces métalliques et permettant la transmission des efforts.
Cornière	Profilé métallique en forme de L dont les deux ailes peuvent être égales ou non.
Couche de finition	Dernière couche d'un système de protection anticorrosion.
Coulis d'injection	1 – Produit à base de ciment injecté sous faible pression dans les conduits des câbles de précontrainte pour assurer leur protection contre la corrosion. 2 – Produit à base de ciment injecté sous faible pression entre des éléments de dalle préfabriqués et les membrures supérieures d'une charpente pour combler les vides existants entre ces pièces.
Couvre-joint	Tôle de recouvrement permettant d'assembler deux plats bout à bout par rivetage, boulonnage ou parfois par soudage.
Crapaud	Système d'attache par pincement, donc sans percement, d'une membrure permettant de suspendre une charge.
Croix de Saint-André	Barres de contreventement disposées en croix dont la forme rappelle la lettre X.
<b>D</b>	
Dalle	Élément plan de faible épaisseur recevant les charges routières.
Dalle coulée en place	Dalle dont le béton est coulé <i>in situ</i> , sur un coffrage fixé à la charpente préalablement mise en place à l'aplomb de ses appuis définitifs.
Dalle préfabriquée	Dalle en béton fabriquée avant sa mise en place dans une structure.
Débord	Petite saillie d'une tôle par rapport à une autre tôle à laquelle elle est assemblée.
Décapage	Technique de préparation de surface, chimique ou mécanique, permettant l'élimination d'une couche de rouille avant mise en peinture.

Découpe	Technique qui permet, généralement par oxycoupage, d'obtenir un pourtour défini selon une forme et des cotes bien précises.
Délardage	Processus consistant à diminuer progressivement l'épaisseur d'une tôle, suivant une pente généralement de l'ordre de 1/4, afin d'éviter les concentrations de contraintes par changement brutal d'épaisseur.
Dénivellation d'appui	Déformation verticale imposée à un tablier mixte par vérinage, pour améliorer son fonctionnement mécanique, notamment en comprimant le hourdis supérieur sur appuis.
Déshumidificateur	Appareil parfois mis en œuvre dans un caisson métallique pour limiter le taux d'humidité ambiant et, ce faisant, empêcher le développement de la corrosion.
Déversement	Phénomène d'instabilité élastique pouvant affecter les poutres fléchies. Sollicitée par une forte compression, l'une des semelles flambe dans un plan horizontal, provoquant également une forte inclinaison de l'âme.
Diaphragme	1 – Élément transversal sur appui d'un caisson mixte. 2 – Plaque transversale disposée dans une section fermée pour la rigidifier.
DMOS (Descriptif de Mode Opérateur de Soudage)	Procédure dans laquelle sont détaillés, pour chaque cordon de soudure à réaliser, les paramètres à mettre en œuvre pour obtenir la qualité requise (température de préchauffage des pièces à souder, position des baguettes de soudage, intensité et tension du courant, nature des produits d'apport, etc.).
<b>E</b>	
Écrou	Pièce comportant un trou taraudé destiné à recevoir une tige métallique fileté, et dont la forme permet le serrage.
Élancement	Pour une poutre, rapport de la hauteur à sa portée déterminante.
Encastrement	Liaison entre deux pièces ne permettant ni translation, ni rotation d'une pièce par rapport à l'autre.
Encorbellement	Partie latérale d'un tablier située en porte-à-faux par rapport aux âmes des poutres principales extérieures.
Enrobage	Épaisseur de béton comprise entre le bord d'une armature et la paroi la plus voisine.
Entretoise	Élément limitant la déformation dans son plan de la section transversale d'une structure.
Équipage mobile	Ouvrage provisoire et déplaçable permettant l'exécution (coffrage, ferrailage, bétonnage) d'un plot de dalle d'un pont mixte.
Étaielement	Dispositif provisoire utilisé pour soutenir une structure tant qu'elle n'est pas stable ou autoportante.
Extrados	Face supérieure d'un tablier.
<b>F</b>	
Fatigue	Processus pouvant affecter une pièce en acier soumise à des variations cycliques de contraintes comme une semelle de poutre principale de bipoutre. Il conduit à l'apparition et à la propagation de fissures pouvant provoquer la ruine de la pièce.
Feuil	Pellicule mince résultant de l'application sur un support d'une ou plusieurs couches de peinture.
Filetage	Ensemble des filets d'une vis, d'un écrou.

Flèche	Déplacement normal à l'axe moyen ou au plan moyen d'un élément de structure se déformant sous l'action des charges.
Fonctionnement mixte	Fonctionnement mécanique d'ensemble d'une poutre métallique associée à un hourdis béton sans glissement à leur interface.
<b>G</b>	
Galet	Pièce de forme cylindrique ou arrondie permettant le roulement d'un colis.
Galvanisation	Protection anticorrosion assurée par immersion dans un bain de zinc liquide ou par projection de zinc fondu.
Gorge	1 – Rainure profonde, généralement arrondie dans sa partie inférieure, usinée dans une pièce. 2 – Épaisseur de la section d'un cordon de soudure mesurée suivant son plan bissecteur.
Goujon	Pièce métallique cylindrique servant d'assemblage et fixée par scellement, filetage ou soudure.
Goujon Nelson	Goujon à tête aplatie utilisé pour la connexion des dalles de ponts mixtes.
Gousset	1 – Pièce sur laquelle viennent s'assembler plusieurs barres. 2 – Pièce assurant le raccordement entre deux membrures se croisant ou de hauteurs différentes.
Grutage	Opération de manutention d'un colis effectuée à l'aide d'une grue.
Guidage latéral	Dispositif composé de rouleaux cylindriques ou de patins de glissement placés sur le chant des semelles d'une poutre ou sur le chant de la tôle inférieure d'un caisson pour éviter à la charpente d'échapper de ses appuis pendant son lançage.
<b>H</b>	
H	Profilé métallique dont la section a la forme d'un H.
Habillage	1 – Ensemble des éléments secondaires soudés sur une poutre principale ou un caisson (raidisseurs, montants, etc.). 2 – Élément non structurel rapporté sur une partie d'ouvrage, pour améliorer son esthétique.
Hissage	Opération de manutention verticale de colis lourds, généralement effectuée à l'aide de câbles.
Hourdis supérieur	Dalle en béton d'un tablier de pont mixte.
Hourdis en encorbellement	Partie du hourdis supérieur située en porte-à-faux des âmes de rive de la charpente du tablier.
Hourdis intermédiaire	Partie du hourdis supérieur située entre les âmes de rive de la charpente du tablier.
<b>I</b>	
I	Profilé métallique dont la section a la forme d'un I.
Instabilités élastiques	Ensemble des phénomènes, comme le flambement, le déversement ou le voilement, où la ruine est atteinte par le développement d'actions parasites amplifiées par les déformations et déplacements de l'élément chargé.
Intrados	Face inférieure d'un tablier.
<b>J</b>	
Joint d'assemblage	Liaison assurant la transmission des efforts entre deux pièces.

## L

Laminage	Processus de réduction d'une masse métallique en feuilles, en lames ou en barres minces au moyen d'une machine appelée « laminoir » et composée de deux cylindres d'acier tournant en sens inverse entre lesquels on fait passer le métal.
Lançage	Opération consistant à déplacer selon son axe la charpente métallique d'un tablier de pont préalablement assemblée sur une plate-forme généralement située à l'arrière d'une des culées.
Latte de soudage	Pièce longue, étroite et mince, en métal ou en céramique, utilisée comme support de la première passe de métal déposée d'un assemblage soudé.
Longeron	Poutre secondaire, parallèle aux poutres principales, supportant la couverture et reportant les efforts sur les pièces de pont.
Lunule	Évidement pratiqué en parties haute et basse des joints d'âmes pour permettre le contrôle des soudures.

## M

Membrane	Plat situé en extrémité de l'âme et participant à la résistance en flexion d'une poutre métallique.
Métallisation	Revêtement de protection anticorrosion obtenu par projection de fines gouttes d'un métal fondu, généralement à base de zinc.
Meulage	Processus destiné à éliminer les irrégularités de surface des matériaux au moyen d'abrasifs.
Montage	Ensemble des opérations nécessaires à l'assemblage et à la mise en place de la charpente au droit de ses appuis définitifs.
Montage à blanc	Mise en position en atelier de deux sous-ensembles dans le but de contrôler leur aptitude à être assemblés facilement sur chantier.
Montant d'appui	Pièce verticale, en plat ou en T, renforçant l'âme d'une poutre pour transmettre les efforts à l'appui.
Montant d'entretoisement	Pièce verticale, en plat ou en T, renforçant l'âme d'une poutre au droit d'une entretoise.
Montant de vérinage	Montant d'appui supplémentaire doublant le montant d'appui d'un tablier et permettant son vérinage.
Mouchoir	Petit plat de renfort, fixé sur deux ou trois côtés, permettant la fixation des entretoises ou des pièces de pont et, le cas échéant, du contreventement provisoire, sur les montants des cadres d'entretoisement ou d'appui.
Mouflage	Ensemble de poulies permettant de démultiplier la capacité de traction d'un câble en reliant plusieurs fois ce dernier à l'objet à déplacer.
Multipoutre	Tablier dont l'ossature porteuse comporte plusieurs poutres.

## N

Nœud d'assemblage	Zone de convergence et d'attache de plusieurs éléments de structure.
Nuance	Caractérisation des aciers par la valeur de la limite élastique du matériau.

## O

Oreille	Pièce métallique soudée provisoirement sur la semelle supérieure d'une poutre pour permettre sa manutention par grutage.
Ossature	Ensemble des éléments porteurs d'un ouvrage ou d'une partie d'ouvrage.
Oxycoupage	Découpage thermique de l'acier au moyen d'un chalumeau.

## P

Palée	File de poteaux, provisoires ou définitifs, généralement entretoisés et contreventés.
Panneau d'âme	Panneau de l'âme délimité par les membrures et les raidisseurs.
PAPE	Plan d'Assurance de la Protection de l'Environnement (notion définie par le fascicule n° 56 du CCTG).
Parement	Surface vue d'une partie d'un ouvrage en béton ou en maçonnerie (notion définie par le fascicule n° 65 du CCTG).
Patin de glissement	Dispositif utilisé pour faciliter le glissement des poutres ou d'un caisson lors d'une opération de lancement.
Peinture	Produit liquide ou en poudre, contenant des pigments, destiné à être appliqué sur une surface pour former un feuillet opaque doté de qualités protectrices, décoratives ou techniques particulières.
Pianotage	Cinématique particulière d'exécution des plots de la dalle d'un tablier mixte visant à construire en dernier les plots sur piles afin de limiter leur fissuration.
Pièce de pont	Poutre transversale destinée à entretoiser les poutres et à transmettre aux poutres principales les efforts apportés par la dalle de couverture.
Plat	Laminé marchand de section rectangulaire et aplatie.
Platine	Plaque servant d'appui ou assurant la répartition d'un effort concentré.
Platine d'extrémité	Plaque transversale utilisée dans un assemblage.
Platine de vérinage	Plaque métallique assez épaisse permettant de diffuser les efforts du vérin dans la charpente définitive.
Pont mixte	Pont dont la structure porteuse est constituée par une ossature en acier et une dalle en béton solidarisiées par des connecteurs.
Poutre principale	Poutre longitudinale transmettant aux appuis l'ensemble des charges du tablier.
Poutrelle	1 – Petite poutre. 2 – Nom donné couramment aux profilés du commerce laminés à chaud (IPE, HEB...).
Prédalle	Élément de coffrage d'une dalle restant en place.
Prédalle collaborante	Élément de coffrage d'une dalle, exécuté en béton armé, restant en place et participant à la résistance de celle-ci.
Primaire	Première couche de peinture, qui inhibe la corrosion.
Produit d'apport	Matériau introduit dans le processus de soudage pour assurer par fusion le dépôt de matière formant la soudure.

Profilé laminé	Produit métallique long obtenu par laminage.
PRS (Profilé Reconstitué Soudé)	Poutre métallique obtenue par soudure de plats ou de tôles élémentaires.
<b>Q</b>	
QMOS (Qualification de Mode Opérateur de Soudage)	Procédure certifiant que dans les conditions d'exécution spécifiées, les résultats de plusieurs essais visant à s'assurer de la qualité de la soudure sont bien conformes aux exigences.
QS (Qualification des Soudeurs)	Procédure certifiant qu'un soudeur est apte à réaliser une soudure dans certaines conditions.
Qualité d'un acier	Caractérisation du niveau de résilience de l'acier par son aptitude à résister au risque de rupture fragile en flexion par choc.
Qualité Z d'un acier	Caractérise l'aptitude d'une tôle à résister à des efforts perpendiculaires à son plan, donc dans le sens de son épaisseur.
Queue de traction	Structure provisoire courte fixée en porte-à-faux à l'arrière de la charpente métallique pour permettre notamment l'attache des câbles de traction et de retenue, lors des opérations de lançage.
<b>R</b>	
Raboutage	Assemblage bout à bout de deux pièces.
Raidisseur	Élément métallique fixé perpendiculairement à une tôle pour éviter son voilement.
Rail de lançage	Pièce d'acier de faible largeur parfois fixée sous la membrure inférieure d'une poutre ou d'un caisson pour assurer son guidage en cours de lançage par passage dans les gorges des galets des chaises.
Renformis	Surépaisseur très locale d'une dalle en béton au droit des poutres principales et, le cas échéant, des pièces de pont.
Répartition des matières	Variations d'épaisseur des éléments constitutifs d'une poutre selon les zones de l'ouvrage.
Résilience	Essai de choc sur barreau entaillé caractérisant l'aptitude d'un matériau à éviter la propagation d'une fissure.
Revêtement	1 – Feuille, film ou couche couvrant une surface. 2 – Terme général utilisé pour désigner tout ce qui recouvre directement une surface métallique : peinture, couche d'étanchéité, etc.
Ripage	Technique de mise en place d'un ouvrage par translation latérale.
ROM	Responsable des Opérations de Montage (notion définie par le fascicule n° 66 du CCTG).
<b>S</b>	
Semelle	Plat constituant une membrure d'une poutre ou d'un poteau.
Soudabilité	Aptitude d'un métal ou d'un alliage à être assemblé par soudure pour assurer la continuité de la matière.
Soudure	Liaison entre métaux obtenue par fusion et recristallisation locale des bords à assembler, avec ou sans métal d'apport. Par extension, dans l'assemblage de deux pièces, ensemble des cordons de soudure et de la zone affectée par l'opération de soudage.
Soudure à pénétration partielle	Soudure n'assurant la continuité mécanique que sur une partie de l'épaisseur de la tôle.

Soudure à pleine pénétration	Soudure assurant la continuité mécanique sur la totalité de l'épaisseur de la tôle.
Soudure bout à bout	Soudure faite aux extrémités de deux tôles, le long d'une arête commune.
Soudure d'angle	Soudure faite le long des arêtes de deux tôles non coplanaires.
Soudure de pointage	Soudure effectuée dans le seul but de figer la position relative de deux pièces.
Subjectile	Surface sur laquelle on applique une couche de produit, en général pour assurer sa protection anticorrosion.
Système de protection anticorrosion	Ensemble de couches protectrices de nature et d'épaisseur bien définies, destinées à assurer la protection anticorrosion de l'acier.
<b>T</b>	
Té	Pièce constituée de deux plats orthogonaux rappelant la lettre T.
Tige	Pièce métallique mince et allongée, filetée à l'une de ses extrémités pour y recevoir un écrou.
Tôle	Produit plat laminé en laissant libre la déformation des rives et livré en feuilles planes.
Tôle additionnelle	Plat de renfort d'une membrure d'une poutre.
Tolérance d'assemblage	Tolérance géométrique admise entre deux pièces en vis-à-vis avant leur assemblage.
Tôle d'épaisseur variable	Tôle profilée en long dont l'épaisseur est adaptée de manière continue aux efforts, pour économiser la matière et réduire les risques de fatigue.
Tôle de fond de caisson	Tôle constituant la membrure inférieure d'un caisson métallique.
Trainage de cisaillement	Phénomène affectant les tabliers de grande largeur au regard de leurs portées et provoquant une distribution transversale non uniforme des contraintes normales dans les hourdis.
Travure	Nombre et répartition des longueurs des travées successives d'un pont.
Treuil de traction	Appareil permettant l'enroulement continu d'un câble, généralement utilisé pendant le lançage d'une charpente métallique pour exercer l'effort nécessaire au déplacement de celle-ci.
Trou d'homme	Ouverture ménagée dans une pièce comme un diaphragme de caisson ou un chevêtre de pile pour permettre le passage d'une personne.
Tube	Produit métallique à profil creux, d'épaisseur uniforme et de section constante, le plus souvent circulaire, carrée ou rectangulaire.
<b>U</b>	
U	Profilé métallique dont la section a la forme d'un U.
Usinage	Travail exécuté en usine pour donner les dimensions exactes à une pièce métallique.
<b>V</b>	
Vérin avaleur de câbles	Vérin permettant de tirer sur un câble pour permettre le déplacement d'une pièce.
Vérin pousseur	Dispositif, généralement hydraulique, permettant de soulever ou de riper une pièce ou d'appliquer un effort sur celle-ci.

Voilement

Phénomène d'instabilité affectant les panneaux très élancés, comme les âmes d'une poutre ou la tôle de fond d'un caisson, soumis à un cisaillement ou à une compression importants. Il conduit à l'apparition d'une cloque dans la zone comprimée du panneau et à une réduction de sa résistance.

## Z

ZPVG

Zone de Perception Visuelle Globale (notion définie par le fascicule n° 56 du CCTG).



## Crédits photographiques

N°	Nom de l'ouvrage	Voie portée	Auteur de la photo
<b>Chapitre 1 – Introduction</b>			
101	Passage supérieur	A28	G. Forquet
102	Viaduc de Triel	Liaison RD1/RD154	D. de Matteis
103	Viaduc du canal Saint-Denis	A86	D. de Matteis
104	Viaduc de la Risle	A28	G. Forquet
105	Viaduc sur la Vézère	A89	G. Forquet
106	Viaduc de la Planchette	A75	G. Forquet
107	Viaduc sur la Dordogne	A20	G. Forquet
111	Ouvrage DE, à Toulouse	Éch. A61/Rocade de Toulouse	DDE 31
112	Pont sur A106	Trans-Val-de-Marne	Setec
113, 114	Viaduc de Verrières	A75	G. Forquet
115	Pont Charles de Gaulle, à Paris	Rue Van Gogh	D. de Matteis
116	Viaduc de Frocourt	RN31	D. de Matteis
<b>Chapitre 2 – Conception générale</b>			
201	Passage supérieur courant	A16	D. de Matteis
202	Viaduc de la Violette	A75	G. Forquet
203	Viaduc de Marnaval	RN4	-
204, 205	Viaduc du canal Saint-Denis	A86	D. de Matteis
206	Viaduc sur la Dordogne	A89	ASF
211, 212	Viaduc sur le Lot	A20	G. Forquet
213	Viaduc de la Planchette	A75	G. Forquet
214, 215	Viaduc des Saulières	RN89	CG 19
221	Ouvrage DE, à Toulouse	Éch. A61/Rocade de Toulouse	DDE 31
222	Pont sur RN86	Trans-Val-de-Marne	Setec
223, 224	Ouvrage DE, à Toulouse	Éch. A61/Rocade de Toulouse	DDE 31
225	Viaduc de Frocourt	RN31	D. de Matteis
226	Pont sur le Rhône, à Valence	Liaison RN7/RN86	DDE 26
231	Pont sur l'Ante	RN158	G. Forquet

232	OA1, à Lille	BP est de Lille	CETE Nord Picardie
233	Viaduc de Monestier-de-Clermont	A51	G. Chauvel
234	Viaducs d'accès au pont G. Flaubert	RN338	D. de Matteis
235	OA13	A85	-
<b>Chapitre 3 – Conception détaillée</b>			
301	Viaduc de la Vendage	RN102	DDE 43
302	Viaduc de Rieucros	Liaison RD806/RD42	CETE Méditerranée
303	Viaduc du canal Saint-Denis	A86	D. de Matteis
304	Pont aval sur la Durance	Liaison E/O d'Avignon	D. Le Faucheur
305	Viaduc de Monestier-de-Clermont	A51	G. Chauvel
306	Viaduc du canal Saint-Denis	A86	D. de Matteis
311	Pont sur la Maine	A11	D. de Matteis
312	Pont aval sur la Durance	Liaison E/O d'Avignon	D. Le Faucheur
313	Viaduc aval de Centron	RN90	DDE 73
314	Pont aval sur la Durance	Liaison E/O d'Avignon	D. Le Faucheur
315	Viaduc de Clisson	RN149	G. Chauvel
316	Pont sur la Maine	A11	D. de Matteis
317, 321	Pont aval sur la Durance	Liaison E/O d'Avignon	D. Le Faucheur
322	Viaduc aval de Centron	RN90	DDE 73
323	Viaduc de la Risle	A28	S. Chevrot
324	Viaduc sur la Vézère	A89	G. Forquet
325	Viaduc de Triel	Liaison RD1/RD154	D. de Matteis
326	Viaduc de la Risle	A28	D. de Matteis
331	OH2 bis ou ter	RN21	CETE du SO
332	Viaduc des Saulières	RN89	CG 19
333	Viaduc de la Vendage	RN102	DDE 43
334	Pont d'Osse	RN134	CETE du SO
335	Viaduc de la Risle	A28	D. de Matteis
336	Pont aval sur la Durance	Liaison E/O d'Avignon	D. Le Faucheur
337	Pont sur la Roche-Bernard	RN165	G. Chauvel
341	OA43	RN106	CETE Méditerranée
342	Pont de Fos	RN125	P. Vion
343	Viaduc de Nevers	RN7	G. Forquet

344	Viaduc de Rieucros	Liaison RD806/RD42	CETE Méditerranée
345	Viaduc d'Aire sur Adour	Liaison N124/N134	CETE du SO
346	Viaduc de Monestier-de-Clermont	A51	G. Chauvel
351	OA3 à Jenlain	RN49	CETE Nord Picardie
352, 353	Ouvrage DE, à Toulouse	Éch. A61/Rocade de Toulouse	DDE 31
354, 355	Ouvrage SD, à Toulouse	Éch. A61/Rocade de Toulouse	DDE 31
356	Viaduc de Verrières	A75	-
357, 361	Viaduc de Custines	RD40e	CG 54
362	Ouvrage DE, à Toulouse	Éch. A61/Rocade de Toulouse	DDE 31
363	Viaduc de Nevers	RN7	G. Forquet
364	OA3 à Jenlain	RN49	CETE Nord Picardie
365	Pont sur le Rhône, à Valence	Liaison RN7/RN86	DDE 26
366	Ouvrage DE, à Toulouse	Éch. A61/Rocade de Toulouse	DDE 31
367	OA4, à Embrun	RN94	CETE Méditerranée
371	Viaduc de Nevers	RN7	-
372	Ouvrage DE, à Toulouse	Éch. A61/Rocade de Toulouse	DDE 31
373 et 374	Pont sur le Rhône, à Valence	Liaison RN7/RN86	DDE 26
375 et 376	Viaduc de Frocourt	RN31	D. de Matteis
<b>Chapitre 4 – Mise en place de la charpente</b>			
401	Viaduc aval du Centron	RN90	DDE 73
402	Ouvrage DE, à Toulouse	Éch. A61/Rocade de Toulouse	DDE 31
403	Ouvrage SD, à Toulouse	Éch. A61/Rocade de Toulouse	DDE 31
404	Pont sur le Rhône, à Valence	Liaison RN7/RN86	DDE 26
405	Viaduc de Richemont	A31	G. Forquet
406	-	-	Baudin Chateauneuf
411	Pont de Fos	RN125	P. Vion
412	Ouvrage DE, à Toulouse	Éch. A61/Rocade de Toulouse	DDE 31
413	Viaduc de la Risle	A28	D. de Matteis
414	Viaduc de la Vendage	RN102	DDE 43
415	Ouvrage DE, à Toulouse	Éch. A61/Rocade de Toulouse	DDE 31
416	Pont sur le Rhône, à Valence	Liaison RN7/RN86	DDE 26
421	Viaduc de Rieucros	Liaison RD806/RD42	CETE Méditerranée
422, 423	Pont aval sur la Durance	Liaison E/O d'Avignon	D. Le Faucheur

424, 425	Viaduc de Verrières	A75	-
426	Viaduc de la Risle	A28	D. de Matteis
427, 431	Viaduc de Rieucros	Liaison RD806/RD42	CETE Méditerranée
432	Pont aval sur la Durance	Liaison E/O d'Avignon	D. Le Faucheur
433	Ouvrage DE, à Toulouse	Éch. A61/Rocade de Toulouse	DDE 31
434	Viaduc aval du Centron	RN90	DDE 73
435	Ouvrage DE, à Toulouse	Éch. A61/Rocade de Toulouse	DDE 31
436, 437	Viaduc de Verrières	A75	-
441	Ouvrage DE, à Toulouse	Éch. A61/Rocade de Toulouse	DDE 31
442	Viaduc de la Vendage	RN102	DDE 43
443, 444	Pont sur le Rhône, à Valence	Liaison RN7/RN86	DDE 26
445	Viaduc de Rieucros	Liaison RD806/RD42	CETE Méditerranée
451	Viaduc de la Vendage	RN102	DDE 43
452	Viaduc de Monestier-de-Clermont	A51	G. Chauvel
453	Viaduc de la Risle	A28	D. de Matteis
454	Ouvrage SD, à Toulouse	Éch. A61/Rocade de Toulouse	DDE 31
455	Pont sur le Rhône, à Valence	Liaison RN7/RN86	DDE 26
456	Ouvrage DE, à Toulouse	Éch. A61/Rocade de Toulouse	DDE 31
457	Viaduc de Rieucros	Liaison RD806/RD42	CETE Méditerranée
461	Viaduc aval de Centron	RN90	DDE 73
462	Viaduc de Verrières	A75	-
463, 464	Viaduc aval de Centron	RN90	DDE 73
465	Viaduc de Verrières	A75	-
471, 472	Viaduc du Monteil	Liaison RN88/RD103	DDE 43
473	Pont sur RN86	Trans-Val-de-Marne	Setec
474, 475	Viaduc de Richemont	A31	G. Forquet
481	Pont aval sur la Durance	Liaison E/O d'Avignon	D. Le Faucheur
482	Viaducs d'accès au Pont mobile de Rouen	RN338	D. de Matteis
483	Pont sur l'Ante	RN158	G. Forquet
484	Viaduc du Monteil	Liaison RN88/RD103	DDE 43
485	Pont sur RN86	Trans-Val-de-Marne	Setec
486	Pont sur la Sardagne	RD304	BE Tonnello

## Chapitre 5 – Exécution de la dalle

501	Viaduc de Cluzan	RN89	Simpra
502	OA43	RN106	CETE Méditerranée
503	Viaduc de La Vendage	RN102	DDE 43
504	Ouvrage DE, à Toulouse	Éch. A61/Rocade de Toulouse	DDE 31
505	Viaduc intermédiaire	A85	D. de Matteis
506	Pont sur le Cher	A85	D. de Matteis
507	Viaduc de Cluzan	RN89	Simpra
511	OA4, à Embrun	RN94	CETE Méditerranée
512	OA43	RN106	CETE Méditerranée
513, 514	Pont de Triel	Liaison RD1/RD154	CG 78
515	OA4, à Embrun	RN94	CETE Méditerranée
516, 517	Viaduc de Langeais	A85	Simpra
521	Viaduc de la Vendage	RN102	DDE 43
522 à 525	Pont sur la Maine	A11	D. de Matteis
526	Viaduc intermédiaire	A85	D. de Matteis
531, 532	Viaducs d'accès au pont G. Flaubert	RN338	D. de Matteis
533	Pont de Fos	RN125	P. Vion
534 à 536	Viaduc de Monestier-de-Clermont	A51	G. Chauvel
537	Viaduc de Boulogne-sur-Mer	RN1	CETE Nord Picardie
541	Viaduc de Monestier-de-Clermont	A51	G. Chauvel
542 et 543	Pont de Fos	RN125	P. Vion
544	Viaducs d'accès au pont G. Flaubert	RN338	D. de Matteis
545 et 546	Viaduc sur le Loing	A19	Vinci
547	Viaducs d'accès au pont G. Flaubert	RN338	D. de Matteis
551	Viaducs d'accès au pont G. Flaubert	RN338	D. de Matteis
552	Pont de Fos	RN125	P. Vion
553 et 554	OA4, à Embrun	RN94	CETE Méditerranée
555	Ouvrage SD, à Toulouse	Éch. A61/Rocade de Toulouse	DDE 31
556	Ouvrage DE, à Toulouse	Éch. A61/Rocade de Toulouse	DDE 31
557 et 558	Viaduc de la Laize	RD562	CG 14
561	Pont aval sur la Durance	Liaison E/O d'Avignon	D. Le Faucheur
562	Pont sur le Tech, au Vila	D115	Razel

563 et 564	Pont sur la ravine de Bras Mouton	Route des Tamarins	CETE de Lyon
<b>Chapitre 6 – Maintenance</b>			
601	-	-	CETE de l'Est
602	-	-	-
603 à 605	Ouvrage DE, à Toulouse	Éch. A61/Rocade de Toulouse	DDE 31
606	Viaduc de Schengen (Luxembourg)	A13	CETE de l'Est
607	Viaduc de Millau	A75	Eiffage
611, 612	Pont de Triel	Liaison RD1/RD154	D. de Matteis
613	OA37	RN106	CETE Méditerranée
614	Viaduc de la Crempse	A89	CETE du SO
615	Viaduc sur le Lot	A20	G. Forquet
616	Viaduc de la Laize	RD562	D. de Matteis
617	Viaduc du canal Saint-Denis	A86	D. de Matteis



## Remerciements

Les auteurs remercient toutes les personnes ayant contribué au présent document par l'envoi de photos ou de plans ou en répondant à nos questions, et notamment :

S. Arguimbau (J. Richard-Ducros), P. Auffret (Ingerop),  
G. Bajard (CETE de Lyon), P. Barras (CETE du Sud-Ouest),  
J. Barrier (DIR Centre-Est), F. Bergeron (CG 19),  
M. Boileau (DIR Sud-Ouest),  
L. Boutillon (Vinci), J.-P. Buvat (Simpra),  
R. Cadars (CETE Méditerranée), B. Chanudet (Bouygues),  
J.-P. Commun (Razel), P. Dall Pallu (BE Tonnello),  
J.-M. Darrieumerlou (CETE du Sud-Ouest),  
X. Dairaine (DIR Nord), D. Fayard (DIR Massif central),  
M. Epinoux (Baudin-Chateauneuf), F. Fernier (Vinci),  
G. Forquet (Sétra), M. Hautecouverture (Setec-TPI),  
P. Hilaire (CETE Nord-Picardie), F. Imberty (Razel),  
D. Jan (DDE 26), P. Jandin (CG 54), P. Keusch (Eiffel),  
M. Lallau (ASF), M. Laude (CETE de l'Ouest),  
G. Leclerc (CETE Normandie-Centre), F. Lhuillier (CG 78),  
A. Liard (Sétra), P. Losset (CETE du Sud-Ouest), G. Maire (LRPC de Blois),  
V. Mauvisseau (Setec), J. Mossot (Demathieu et Bard),  
C. Outterick (Egis-JMI), P. Paillusseau (CETE du Sud-Ouest),  
C. Peyral (DIR Massif central), C. Rémy (Arcadis),  
J. Resplendino (DIR Méditerranée), P. Schmitt (SNCF),  
F. Tavakoli (CETE de Lyon), J. Thibault (CG 14),  
T. Thibaux (Eiffage TP), D. Tronchet (CETE de Lyon),  
F. Toutlemonde (LCPC), R. Vayssière (TPI-IdF),  
J.-M. Vigo (ConstruirAcier), P. Vincent (CETE de Lyon).







Le présent guide décrit de manière très détaillée la conception et l'exécution des ponts routiers à ossature mixte acier-béton, bipoutres ou caissons.

Il comporte sept chapitres abondamment illustrés qui traitent chacun d'une des étapes de l'élaboration d'un ouvrage de ce type : conception générale, conception détaillée, mise en place de la charpente, exécution de la dalle, maintenance et préparation de l'appel d'offres.

Le présent guide intéressera toute personne associée à l'élaboration d'un pont mixte (responsables d'opération, ingénieurs ou techniciens de bureau d'études, maîtres d'œuvre, contrôleurs de travaux, architectes) ainsi que les enseignants spécialisés dans le domaine du génie civil.



### Document disponible au bureau de vente du Sétra

46 avenue Aristide Briand - BP 100 - 92225 Bagneux Cedex - France  
téléphone : 33 (0)1 46 11 31 53 - télécopie : 33 (0)1 46 11 33 55  
Référence : **1021** - Prix de vente : **22 €**

*Couverture, crédit photo : MEEDDM  
Conception graphique - mise en page : SCEI - 50/54 bd du Colonel Fabien - 94200 Ivry-sur-Seine ;  
Impression : JOUVE - 1 rue du Docteur Sauvé - 53100 Mayenne ;  
L'autorisation du Sétra est indispensable pour la reproduction, même partielle, de ce document  
© 2010 Sétra - Dépôt légal : 3<sup>e</sup> trimestre 2010 - ISBN : 978-2-11-099163-8*

Ce document participe à la protection de l'environnement.  
Il est imprimé avec des encres à base végétale sur du papier écolabellisé PEFC.



### Service d'études sur les transports, les routes et leurs aménagement

46 avenue Aristide Briand  
BP 100 - 92225 Bagneux  
Cedex - France  
tél : 33 (0)1 46 11 31 31  
fax : 33 (0)1 46 11 31 69

Le Sétra appartient  
au Réseau Scientifique  
et Technique du MEEDDM

