

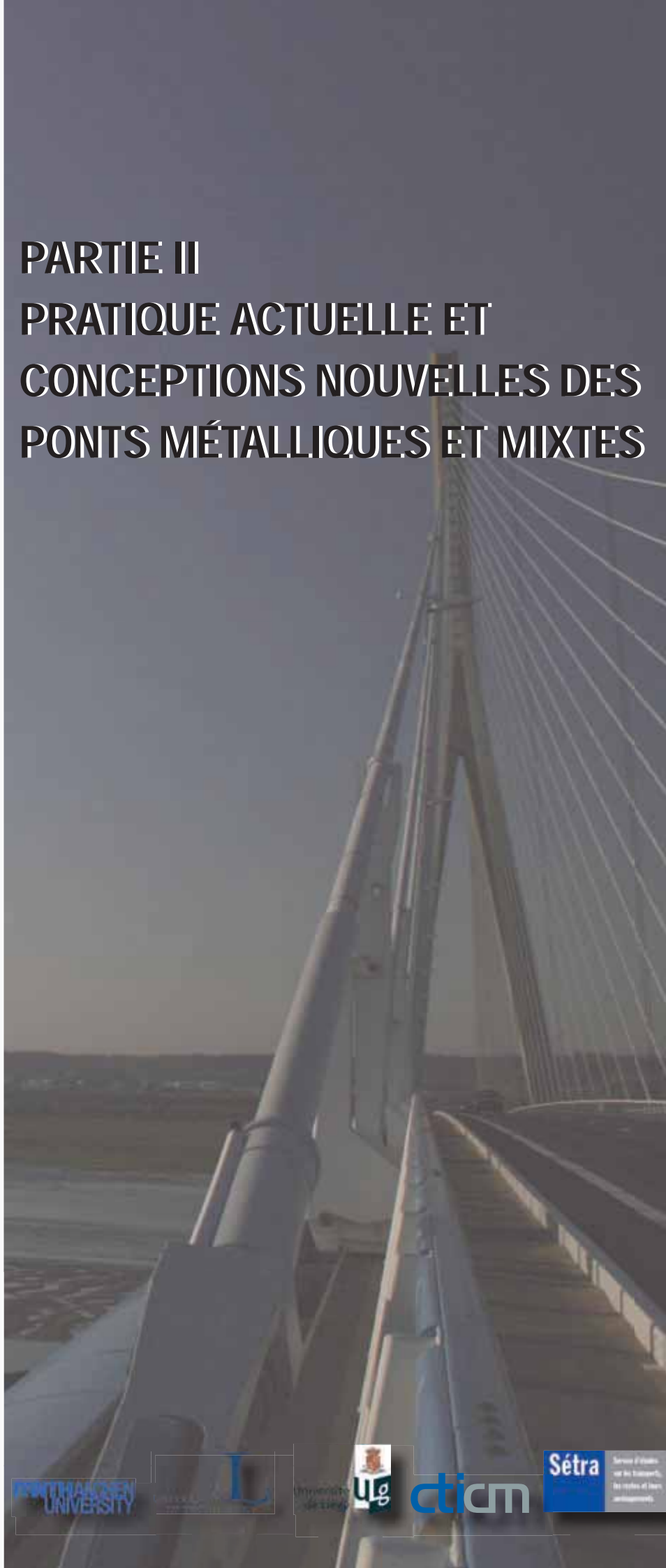
COMBRI

GUIDE DE CONCEPTION

PARTIE II PRATIQUE ACTUELLE ET CONCEPTIONS NOUVELLES DES PONTS MÉTALLIQUES ET MIXTES



Projet financé par le Fonds de Recherche du Charbon et de l'Acier dans le cadre d'un programme de l'Union européenne.



Bien que toutes les précautions aient été prises pour garantir la sincérité et la qualité de la présente publication ainsi que des informations qu'elle contient, les partenaires du projet ainsi que l'éditeur déclinent toute responsabilité pour tout dommage matériel ou corporel éventuel pouvant découler de l'utilisation de cette publication et des informations qu'elle contient.

Première Edition

Copyright © 2008 Tous droits réservés par les partenaires du projet

La reproduction à des fins non-commerciales est autorisée sous réserve que la source soit citée et que le coordinateur du projet en soit averti. Toute diffusion publique de la présente publication par d'autres sources que les sites internet mentionnés ci-dessous est soumise à l'autorisation préalable des partenaires du projet. Les demandes doivent être adressées au coordinateur du projet :

Universität Stuttgart
Institut für Konstruktion und Entwurf / Institute for Structural Design
Pfaffenwaldring 7
70569 Stuttgart
Germany
Téléphone: +49-(0)711-685-66245
Fax: +49-(0)711-685-66236
E-mail: sekretariat@ke.uni-stuttgart.de

Le présent document ainsi que les autres document relatifs au projet de recherche COMBRI+RFS-CR-03018 « Competitive Steel and Composite Bridges by Improved Steel Plated Structures » et au projet de diffusion consécutif RFS2-CT-2007-00031 « Valorisation of Knowledge for Competitive Steel and Composite Bridges », qui ont été cofinancés par le Fonds de Recherche pour le Charbon et l'Acier (FRCA) de la Communauté Européenne, sont librement disponibles sur les sites internet des partenaires du projet ci-dessous :

Belgique	www.argenco.ulg.ac.be
France	www.cticm.com
Allemagne	www.uni-stuttgart.de/ke , www.stb.rwth-aachen.de
Espagne	www.labein.es , www.apta.org.es
Suède	cee.project.ltu.se

Imprimé en France

Photos de couverture (de gauche à droite) :

Pont sur la vallée de Haseltal, Allemagne, 2006 (© KE)

Pont sur la vallée de Dambachtal, Allemagne, 2005 (© KE)

Viaduc sur la Dordogne, sur l'autoroute A20 près de Souillac, France, 2000 (© Sétra)

PREFACE

Ce manuel constitue un aboutissement du projet de recherche RFS-CR-03018 « Competitive Steel and Composite Bridges by Improved Steel Plated Structures » [15] et du projet de valorisation qui en a découlé RFS2-CT-2007-00031 « Valorisation of Knowledge for Competitive Steel and Composite Bridges », tous deux financés par le Fonds de Recherche pour le Charbon et l'Acier (FRCA) de la Communauté Européenne. Ce projet de recherche du FRCA a permis l'acquisition de connaissances essentielles pour l'amélioration de la compétitivité des ponts métalliques et mixtes, qui ont été intégrées dans le présent Guide de conception et ont également été présentées dans le cadre de plusieurs séminaires et ateliers. Ce Guide est subdivisé en deux parties afin de permettre au lecteur de disposer de documents clairs et concis :

► Partie I : Application des règles Eurocodes

Les différentes bases à partir desquelles chaque partenaire du projet COMBRI applique et interprète les règles des Eurocodes ont été rassemblées, et une synthèse européenne des informations fondamentales et des connaissances générales a été élaborée. Pour illustrer ces informations, deux structures de ponts mixtes - un pont bipoutre et un pont-caisson - sont étudiées dans la première partie [16] sous forme d'exemples de calcul, pour lesquels les connaissances acquises sont rédigées de façon descriptive. Ces exemples comprennent des références aux règles courantes des Eurocodes.

► Partie II : Pratique actuelle et conceptions nouvelles des ponts métalliques et mixtes

Les pratiques nationales pour la conception des ponts peuvent être différentes, et cette partie présente tout d'abord les types de ponts construits dans les pays des partenaires du projet : Allemagne, Belgique, Espagne, France et Suède. Les types de ponts courants et ceux plus inhabituels destinés à résoudre des problèmes particuliers, ainsi que certaines solutions faisant partie de projets de développement, sont abordés. Cette partie présente ensuite une discussion des améliorations pouvant être apportées au dimensionnement des ponts métalliques et mixtes, et souligne les possibilités et les restrictions offertes par la version actuelle des Eurocodes.

En outre, les caractéristiques du logiciel **EBPlate** [26] développé dans le cadre du projet de recherche afin de déterminer les contraintes critiques de voilement élastique, sont présentées, en soulignant l'aide qu'il peut apporter dans le calcul d'un pont.

Enfin, les auteurs de ce Guide de conception expriment leur reconnaissance pour l'appui et l'aide financière accordés par le Fonds de Recherche pour le Charbon et l'Acier (FRCA) de la Communauté Européenne.

Prof. Dr.-Ing Ulrike Kuhlmann, Dipl.-Ing. Benjamin Braun

Universität Stuttgart, Institute of Structural Design / Institut für Konstruktion und Entwurf (KE)

Prof. Dr.-Ing. Markus Feldmann, Dipl.-Ing. Johannes Naumes

RWTH Aachen University, Institute for Steel Structures

Pierre-Olivier Martin, Yvan Galéa

Centre Technique Industriel de la Construction Métallique (CTICM)

Prof. Bernt Johansson; Prof. Peter Collin, MSc Jörgen Eriksen

Luleå University of Technology, Division of Steel Structures (LTU)

Hervé Degée, Nicolas Hausoul

Université de Liège, ArGENCo département

José Chica

Fundación LABEIN

Joël Raoul, Laurence Davaine, Aude Petel

Service d'étude sur les transports, les routes et leurs aménagements (Sétra)

Novembre 2008

TABLE DES MATIERES

1	INTRODUCTION ET OBJET	1
2	TYPES DE PONTS	2
2.1	<i>Généralités</i>	2
2.2	<i>Belgique</i>	4
2.2.1	Introduction	4
2.2.2	Ponts routes dans la Région Wallonne	4
2.2.3	Ponts rails en Belgique	7
2.2.4	Exemples les plus significatifs de ponts mixtes en Belgique	9
2.2.4.1	<i>Ponts à poutres mixtes</i>	9
2.2.4.2	<i>Ponts mixtes à poutre caisson</i>	13
2.3	<i>France</i>	14
2.3.1	Introduction	14
2.3.2	Types de ponts mixtes en France	15
2.3.2.1	<i>Généralités</i>	15
2.3.2.2	<i>Ponts bipoutres</i>	16
2.3.2.3	<i>Exemples de ponts mixtes bipoutres en France</i>	21
2.3.2.4	<i>Exemples de ponts mixtes à poutre caisson</i>	24
2.4	<i>Allemagne</i>	26
2.4.1	Introduction	26
2.4.2	Ponts mixtes à tablier unique	28
2.4.2.1	<i>Généralités</i>	28
2.4.2.2	<i>Influence des dispositions constructives</i>	31
2.4.3	Ponts à poutres-caisson étanches de faible dimensions	36
2.4.4	Ponts à composants préfabriqués et béton coulé sur chantier	38
2.4.4.1	<i>Généralités</i>	38
2.4.4.2	<i>Poutres en acier et dalle coulée sur prédalles</i>	38
2.4.4.3	<i>Poutres mixtes préfabriquées</i>	41
2.5	<i>Espagne</i>	44
2.5.1	Introduction	44
2.5.2	Cadre réglementaire pour le dimensionnement des ponts	45
2.5.3	Exemples de ponts	47
2.5.3.1	<i>Viaduc de Tina Menor sur l'autoroute Cantabrico</i>	51
2.5.3.2	<i>Viaduc d'Arroyo de las Piedras sur la ligne à grande vitesse Cordoue-Malaga</i>	53
2.6	<i>Suède</i>	57
2.6.1	Introduction	57
2.6.2	Ponts autoroutiers	57
2.6.3	Ponts intégraux	58
2.6.4	Ponts à dalles de tablier entièrement préfabriquées	59
2.6.5	Ponts rails mixtes	62
2.6.6	Ponts spéciaux	63

3	NUANCES D'ACIER	66
3.1	<i>Introduction</i>	66
3.2	<i>Considérations sur l'utilisation d'Acier à Haute Résistance pour le dimensionnement des ponts</i>	66
3.2.1	Généralités	66
3.2.2	Limitations des flèches	68
3.2.3	Instabilités et utilisation éventuelle de poutres hybrides	69
3.2.4	Conclusions	71
3.3	<i>Nuances d'acier utilisées dans différents pays européens</i>	71
3.3.1	France	71
3.3.2	Allemagne	73
3.3.3	Autres pays européens	73
3.4	<i>Propriétés de l'acier dans le sens de l'épaisseur</i>	74
3.5	<i>Application au pont à poutre-caisson dimensionné dans la Partie I</i>	75
4	SEMELLES	78
4.1	<i>Introduction</i>	78
4.2	<i>Poutres en I</i>	78
4.3	<i>Semelle inférieure des poutres caisson</i>	79
4.3.1	Introduction	79
4.3.2	Pratique française	79
4.3.3	Pratique allemande	80
4.3.4	Pratique suédoise	81
4.3.5	Conclusions et recommandations de calcul	82
4.4	<i>Action doublement mixte</i>	83
4.4.1	Introduction	83
4.4.2	Pratique française	83
4.4.3	Pratique allemande	83
4.4.4	Recommandations	86
5	AMES	88
5.1	<i>Introduction</i>	88
5.2	<i>Raidisseurs verticaux</i>	88
5.3	<i>Transition entre âmes non raidies et âmes raidies longitudinalement</i>	91
5.4	<i>Type de raidisseur longitudinal et continuité</i>	93
5.4.1	Généralités	93
5.4.2	Raidisseur longitudinal en plat simple	93
5.4.3	Raidisseur à section fermée	94
5.4.4	Raidisseurs longitudinaux discontinus	95
5.4.5	Raidisseurs longitudinaux extérieurs	95

6	ENTRETOISEMENTS ET DIAPHRAGMES	98
6.1	<i>Introduction</i>	98
6.2	<i>Entretoisements</i>	98
6.2.1	Généralités	98
6.2.2	Exemple de dimensionnement dans le cas du pont bipoutre	101
6.2.2.1	<i>Rigidités des cadres de contreventement</i>	101
6.2.2.2	<i>Espacement des cadres de contreventement</i>	102
6.2.2.3	<i>Vérification de la résistance au déversement</i>	102
6.2.3	Dimensionnement amélioré de l'entretosement du pont bipoutre	103
6.2.3.1	<i>Caractéristiques du contreventement</i>	103
6.2.3.2	<i>Vérification du déversement</i>	104
6.2.3.3	<i>Flambement des barres du cadre d'entretosement</i>	104
6.2.3.4	<i>Choix d'une courbe de réduction pour le déversement</i>	105
6.2.3.5	<i>Contreventements situés en zone de moment positif</i>	106
6.3	<i>Diaphragmes dans les poutres caisson</i>	108
7	LANCEMENT	109
7.1	<i>Généralités</i>	109
7.2	<i>Comportement local : introduction de la charge transversale</i>	110
7.2.1	Généralités	110
7.2.2	Chaises à galets	110
7.2.2.1	<i>Généralités</i>	110
7.2.2.2	<i>Galets sur système d'équilibrage</i>	110
7.2.2.3	<i>Galets et câble</i>	111
7.2.3	Balanciers	112
7.2.4	Patins de glissement	113
7.2.5	Autres dispositifs	114
7.3	<i>Comportement global du pont pendant le lancement</i>	115
7.3.1	Avant-bec	115
7.3.2	Contreventement provisoire	116
7.4	<i>Lancement effectué avec une partie de la dalle en béton</i>	116
7.4.1	Généralités	116
7.4.2	Exemple d'application au cas du pont bipoutre	118
7.4.2.1	<i>Lancement avec des éléments préfabriqués</i>	118
7.4.2.2	<i>Lancement avec les armatures</i>	119
7.4.2.3	<i>Comparaison des résultats</i>	119
8	RESUME	121
	Références	123
	Liste des figures	128
	Liste des Tableaux	132

1 INTRODUCTION ET OBJET

Le présent Guide de conception est basé sur les résultats du projet de recherche RFS-CR-03018 « Competitive Steel and Composite Bridges by Improved Steel Plated Structures - COMBRI » [15] (ce qui peut se traduire par « Des ponts mixtes et en acier compétitifs grâce aux structures innovantes en tôle d'acier »), et sur le projet de valorisation qui en a découlé « Valorisation of Knowledge for Competitive Steel and Composite Bridges - COMBRI+ », tous deux subventionnés par le Fond de Recherche du Charbon et de l'Acier (FRCA). Il est principalement consacré à la conception des ponts en acier et des parties en acier des ponts mixtes, et s'appuie sur les règles des Eurocodes EN 1993-1-5, EN 1993-2 et EN 1994-2. Le calcul des ponts en acier est un domaine très vaste qui ne peut être entièrement couvert dans ce Guide, et une sélection de sujets a dû être effectuée.

La Partie I du Guide [16] est consacrée au dimensionnement de deux ponts mixtes effectué conformément aux Eurocodes. La présente Partie II s'intéresse aux progrès techniques récents réalisés dans plusieurs pays et met l'accent sur certaines améliorations qui peuvent être apportées au dimensionnement des ponts mixtes et en acier.

Le Chapitre 2 donne un aperçu des types de ponts dans les pays participant au projet, la Belgique, la France, l'Allemagne, l'Espagne et la Suède. Il reflète la pratique actuelle dans ces pays pour les ponts courants ainsi que pour des ponts plus inhabituels destinés à résoudre des problèmes particuliers, et donne certaines solutions faisant partie de projets de développement. Il existe des différences notables de pratiques dans les divers pays, et les solutions présentées peuvent servir d'inspiration.

Le Chapitre 3 est consacrée au choix des nuances d'acier. L'EN 1993-1-12 étend la gamme des nuances d'acier autorisées de l'EN 1993 jusqu'au S700 mais dans la plupart des cas l'utilisation de nuances si élevées n'est pas possible. En général, le problème est qu'une pleine exploitation de la résistance est limitée par les exigences relatives à la fatigue. Il est démontré que les poutres hybrides dont la nuance d'acier est plus élevée dans les semelles qu'a dans les âmes s'avèrent économiques.

Les semelles sont traitées dans le Chapitre 4 et principalement les semelles inférieures des poutres-caisson. Ces semelles sont dans la plupart des cas raidies, et différents types de raidisseurs sont étudiés. Les règles de calcul de l'EN 1993-1-5 peuvent conduire à des résultats peu sûrs pour des raidisseurs très faibles, et une rigidité minimale est recommandée. En outre, ce chapitre donne une description de l'action doublement mixte observée dans le cas où les semelles supérieure et inférieure sont toutes deux mixtes, ainsi que des recommandations de calcul.

Les âmes sont traitées dans le Chapitre 5 et la question principale est de savoir dans quelle mesure il convient d'utiliser des raidisseurs. Dans le cas où l'on applique la méthode de la section efficace de l'EN 1993-1-5, il est démontré que des raidisseurs longitudinaux ne sont pas économiques pour des hauteurs d'âme inférieures à 4 m.

Le Chapitre 6 couvre les cadres de contreventement et les diaphragmes pour les ponts à poutres en I et à poutres-caisson. Il décrit les exigences fonctionnelles, et discute les façons d'y répondre. Pour des raisons d'économie, il est important de réduire la main d'œuvre nécessaire à la fabrication des contreventements.

Certains détails du lancement ont été étudiés dans le projet COMBRI, et ce sujet est traité dans le Chapitre 7. La résistance aux charges transversales (patch loads) a été plus particulièrement étudiée, avec pour résultat des règles de calcul améliorées dont l'intégration dans l'EN 1993-1-5 sera proposée. Ces règles permettent l'exploitation de longueurs de chargement importantes, et, par conséquent, d'une résistance très élevée. Ceci rend possible le lancement de ponts comportant déjà leur dalle en béton.

2 TYPES DE PONTS

2.1 GENERALITES

Ce chapitre donne un aperçu des types de ponts existant dans les pays participant au projet, la Belgique, la France, l'Allemagne, l'Espagne et la Suède. Il reflète la pratique actuelle dans ces pays pour les ponts courants et pour des ponts inhabituels, destinés à résoudre des problèmes particuliers, ainsi que certaines solutions faisant partie de projets de développement. Il existe des différences notables entre les pratiques en vigueur dans les divers pays et les solutions présentées peuvent servir d'inspiration. Cependant, il y a aussi des similitudes, et certaines sont mentionnées ici.

Dans tous les pays, les ponts uniquement en acier sont peu courants, les proportions pouvant varier. Ces ouvrages non mixtes sont principalement utilisés pour les tabliers de ponts suspendus, les ponts à haubans et les ponts mobiles. Dans ce Guide, ce sont les ponts mixtes qui constituent le sujet principal. Dans la plupart des cas, un pont bipoutre mixte constitue la solution la plus économique. En Europe, ce concept est jugé suffisamment sûr, bien que la ruine d'une des poutres entraîne l'effondrement de la totalité du pont. Aux Etats-Unis, les ponts bipoutres sont autorisés mais les coefficients de sécurité sont alors plus élevés, ce qui rend cette solution moins compétitive. A coefficients de sécurité égaux, un pont bipoutre revient moins cher qu'un pont à poutres multiples, qui nécessite davantage de matière et aussi davantage de main d'œuvre pour la fabrication et le montage. Les cas où la hauteur du pont est limitée sont cependant une exception, les poutres multiples constituant alors la meilleure solution, en particulier si la portée est assez courte pour pouvoir utiliser des poutrelles laminées. Si la hauteur de poutre n'est pas limitée, le rapport portée-hauteur est normalement choisi dans la plage de 20 à 30. La valeur supérieure de la plage s'applique aux travées internes des ponts continus, et la valeur inférieure aux ponts à appuis simples ainsi qu'aux travées d'extrémités. Quand les emplacements des appuis peuvent être choisis sans restriction, il est avantageux de concevoir les travées d'extrémités d'un pont continu de 0,6 à 0,85 fois plus courtes que les travées internes.

Le tablier en béton d'un pont bipoutre peut être armé jusqu'à une largeur d'environ 13 m, et pour les largeurs de tablier supérieures, on utilise couramment la précontrainte transversale. Une autre solution pour étendre l'utilisation du béton armé consiste à réduire la portée transversale en positionnant une poutrelle intermédiaire supportée les éléments de contreventement à mi distance des poutres principales. La largeur d'un tablier en béton armé peut aussi être augmentée en utilisant des entretoises en I fixées sous la dalle et débordant en console à l'extérieur des poutres principales, voir Figure 2.1.



*Figure 2.1 : Pont à poutres en I avec tablier large supporté par des traverses en console
Pont près de Remoulins, France*

Les poutres-caisson ont pour avantage une rigidité de torsion très élevée, ce qui est utile pour les ponts courbes. Elles exigent des hauteurs moins importantes que les poutres en I. Pour un pont

rectiligne, un avantage supplémentaire est que les charges de trafic excentriques sont supportées par la totalité de la section transversale. Ceci permet une économie de matière par rapport aux poutres en I, mais cet avantage est normalement contrebalancé par des coûts de fabrication et de montage supérieurs. Si l'on choisit d'utiliser une poutre-caisson, il convient normalement que ce soit un caisson à cellule unique. On utilise parfois des caissons à cellules multiples dans le but de réduire la portée transversale du tablier, mais, dans ce cas, une meilleure idée consiste à utiliser une poutrelle longitudinale intermédiaire, supportée par les éléments de contreventement. Une autre solution consiste à utiliser des poutres pour supporter la partie en console du tablier, comme illustré dans la Figure 2.2.

Les poutres-caisson sont constituées de tôles minces et elles sont sensibles aux distorsions de la section transversale. Ce problème doit être résolu au moyen de diaphragmes ou de cadres de contreventement. Les cadres de contreventement constituent habituellement la solution la moins coûteuse.

Le transport des éléments de ponts entre l'usine de fabrication et le site de montage impose parfois des restrictions sur la conception. Dans l'idéal, le site de montage et l'usine de fabrication disposent d'accès à une voie navigable, ce qui permet le transport de pièces de très grandes dimensions. Un exemple extrême est constitué par le pont sur l'Öresund entre le Danemark et la Suède, pour lequel des travées d'une longueur de 140 m comportant des poutres à treillis d'une hauteur de 11 m et un tablier en béton ont été transportés depuis l'Espagne. Quand un transport routier est nécessaire, il existe des restrictions qui varient d'un pays à l'autre, et ces restrictions peuvent amener une modification de la conception. Il peut s'avérer plus économique d'utiliser une poutre de plus faible hauteur que de réaliser un assemblage bout-à-bout sur le chantier.



*Figure 2.2 : Pont à poutre-caisson avec poutres de rive supportant le tablier
Viaduc de Verrières sur l'Autoroute A75 près de Millau, France.*

Les ponts à travées multiples peuvent être continus ou consister en une série de travées indépendantes. Cette dernière solution peut permettre un investissement initial plus faible, mais elle exige la réalisation de joints au niveau de tous les appuis et les coûts de maintenance de ces joints entraînent un coût final du cycle de vie plus élevé. En outre, il est moins confortable de rouler sur une série de travées simples. En conclusion, un pont continu est préférable.

2.2 BELGIQUE

2.2.1 Introduction

En Belgique, les ponts et les routes sont gérés ou co-gérés par des administrations régionales.

Il existe 3 régions en Belgique (voir Figure 2.3):

- Région de Bruxelles (En 2008: 161,4 km², 1 067 162 habitants, 6601 hab/km²)
- Région Flamande (En 2008: 13522 km², 6 117 440 habitants, 442 hab/km²)
- Région Wallonne (En 2008: 16844 km², 3 435 879 habitants, 202 hab/km²)

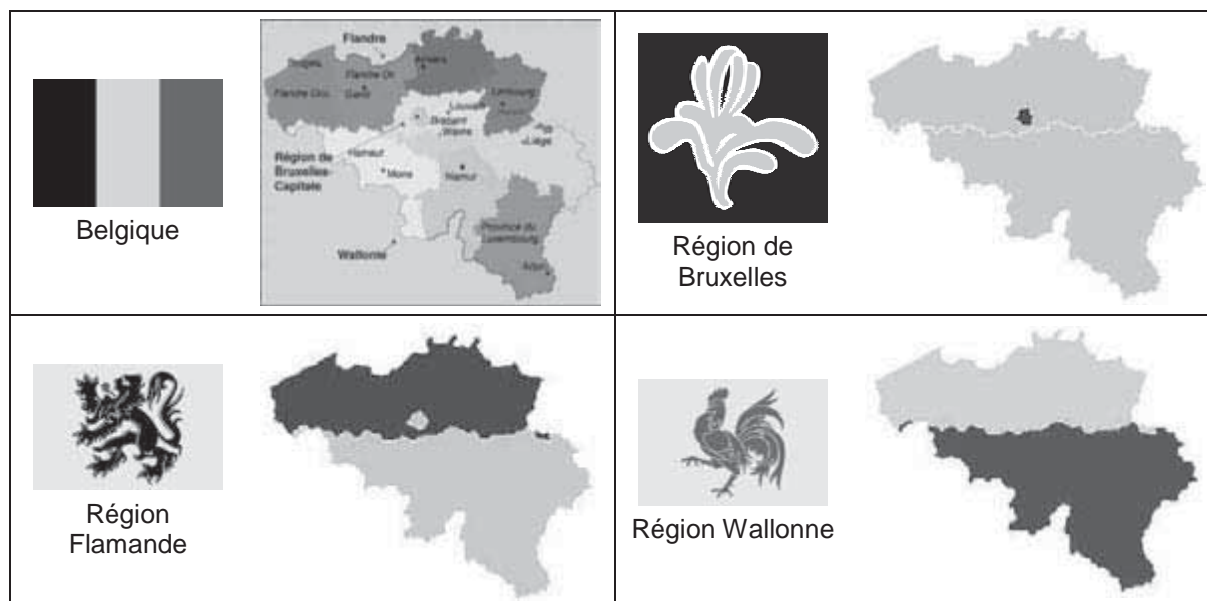


Figure 2.3 : Régions de Belgique.

Ce Guide contient des données provenant uniquement de la Région Wallonne, communiquées par l'administration du MET (Ministère de l'Équipement et des Transports de la Région Wallonne). Ces données ne sont pas exhaustives mais permettent d'avoir une bonne tendance sur l'ensemble des ponts gérés par la Région Wallonne. Cette tendance peut être approximativement extrapolée à la totalité de la Belgique.

En ce qui concerne les ponts rails en Belgique, les données proviennent de résultats élaborés au cours du Projet Européen FP6 concernant le développement durable, la mondialisation et les écosystèmes (« Sustainable Bridges – Assessment for Future Traffic Demands and Longer Lives »). Les données utilisées dans le cadre de ce projet ont été recueillies auprès des 17 administrations ferroviaires européennes, y compris l'administration ferroviaire Belge (NMBS-SNCB).

2.2.2 Ponts routes dans la Région Wallonne

En juin 2002, la Région Wallonne gère, en tout ou partie, 3250 ponts. La part la plus importante de ces ponts est liée aux réseaux de circulation et de transport routiers. En outre, certains ponts sont gérés en partenariat entre le MET et d'autres organismes ou institutions, comme par exemple la SNCB (Société Nationale des Chemins de fer Belge). Ces ponts sont très variés, par leur mode de construction (c'est-à-dire le type de structure) et par les matériaux utilisés. Cette diversité est illustrée par les Figures 2.4 et 2.5 ci-dessous, qui donnent la répartition en fonction des types de structure et de matériaux.

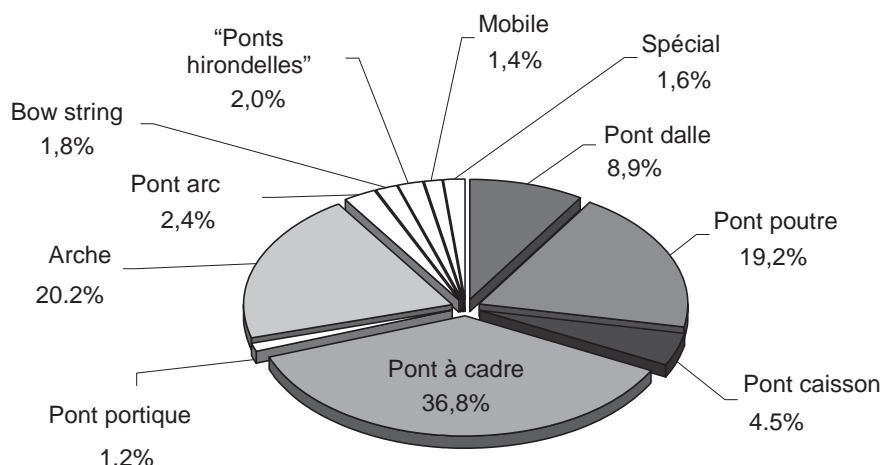


Figure 2.4 : Types de structures des ponts routes de la région wallonne

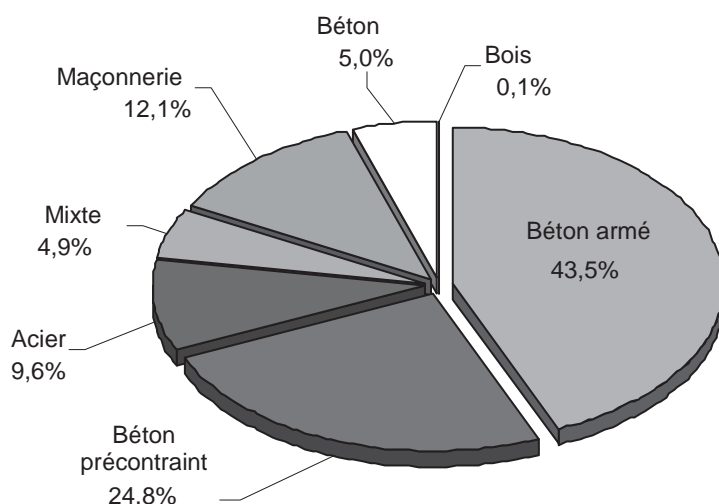


Figure 2.5 : Types de matériau des ponts routes de la région wallonne

76 % des ponts de la Région Wallonne sont des ponts à cadres, des ponts à arches ou des ponts à poutres. Le matériau le plus courant est le béton, armé (43 %), précontraint (25%), non armé (5 %) ou utilisé en combinaison avec l'acier (ponts mixtes). Les ponts mixtes représentent 5 % de la totalité des ponts de Wallonie (environ 160 ponts mixtes).

Un élément important de la gestion à long terme des ponts est leur âge. L'année de construction est donnée dans la Figure 2.6 pour les ponts actuellement en service.

La Figure 2.6 est intéressante sur plusieurs points :

- On observe une augmentation significative du nombre de ponts à partir de 1935. Cette augmentation est liée à l'apparition des premières autoroutes en Belgique.
- Entre 1940 et 1945, on observe une diminution du nombre de ponts construits en raison de la deuxième guerre mondiale.
- Dans les années qui suivent, on constate une augmentation lente et régulière du nombre de ponts mis en service. Un maximum est atteint dans les années 1970-1975, suivi par une légère baisse probablement due à la crise qui a suivi le premier choc pétrolier en 1973-1974.
- Depuis 1985, on remarque une réduction très significative du nombre de ponts mis en service. Cette diminution trouve une explication d'une part dans le contexte économique plus sévère de ces dernières années, mais aussi dans une saturation du réseau routier.

- Actuellement, la construction d'un nouveau pont en Belgique est rare. L'activité principale est le remplacement, la réparation ou la reconstruction de ponts anciens. On prévoit donc que le nombre de nouvelles constructions de ponts reste très faible au cours des prochaines années.

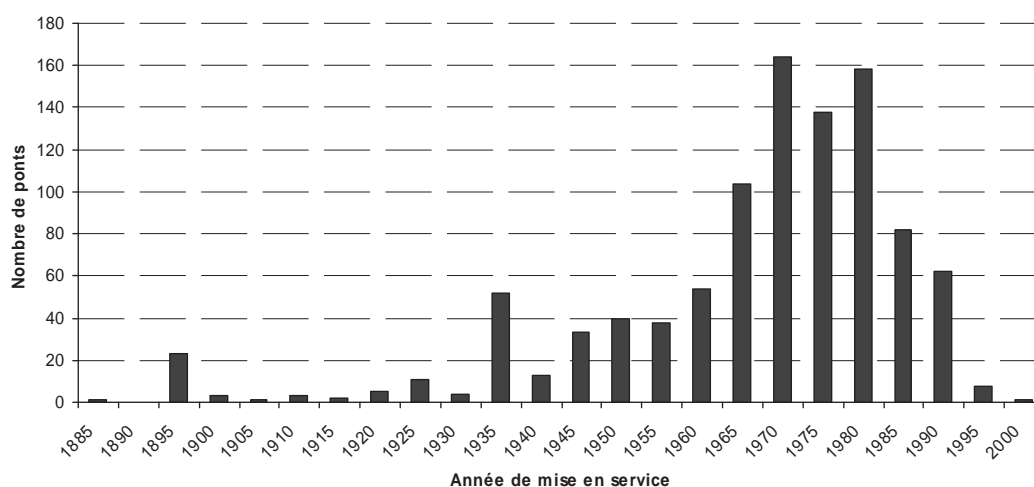


Figure 2.6 : Année d'ouverture à la circulation des ponts routes de la région wallonne

Une autre donnée intéressante est la longueur globale des ponts. Cette information permet d'avoir une idée des dimensions (et indirectement du coût) des ponts. La Figure 2.7 en montre la répartition :

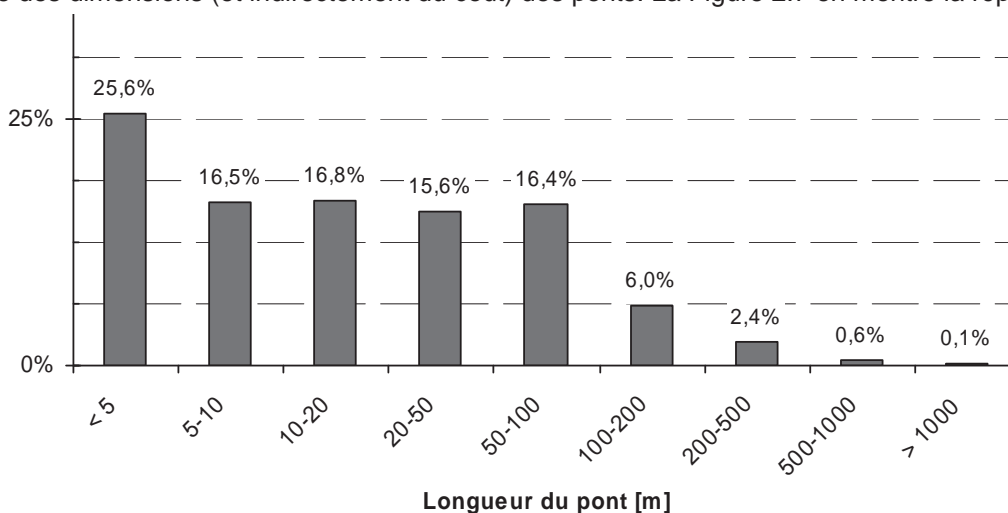


Figure 2.7 : Longueur des ponts routes de la région wallonne

25 % des ponts Wallons ont une longueur totale inférieure à 5 mètres. 50 % ont une longueur totale comprise entre 5 et 50 mètres, ce qui correspond aux ponts les plus courants faisant partie du réseau de transport routier. On observe un nombre assez significatif de ponts d'une longueur de 50 à 100 mètres, essentiellement sur les autoroutes, pour le franchissement de vallées secondaires. Enfin, 10 % des ponts Wallons ont une longueur supérieure à 100 mètres.

Cette répartition des longueurs de ponts est assez représentative, d'une part du relief du pays (quelques grandes vallées fluviales, un nombre significatif de vallées secondaires et un grand nombre de petits cours d'eau), mais aussi de la densité élevée du réseau de communication, qui implique de fréquents franchissements.

2.2.3 Ponts rails en Belgique

Les Figures 2.8, 2.9 et 2.10 synthétisent l'enquête réalisée au cours du 6^{ème} Projet-Cadre : « Sustainable Bridges – Assessment for Future Traffic Demands and Longer Lives ». L'administration des chemins de fer Belge (NMBS-SNCB) gère un total de 5206 ponts.

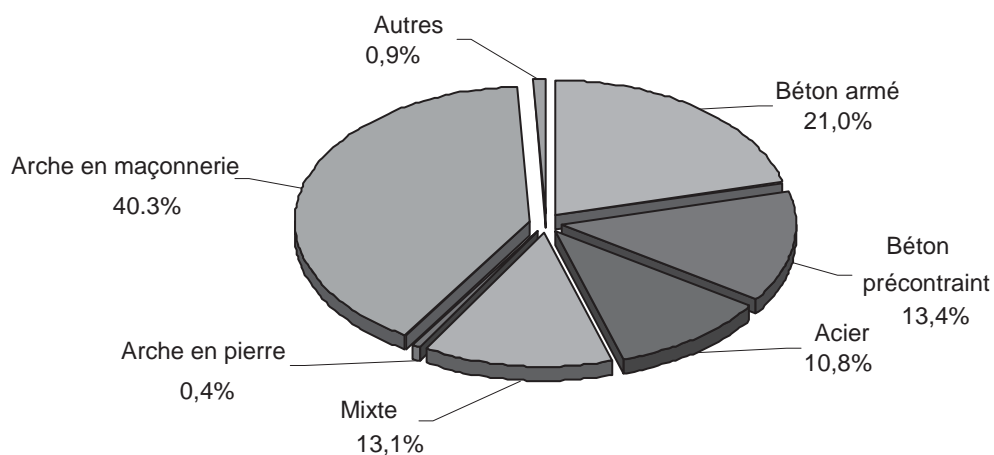


Figure 2.8 : Types des ponts rails belges

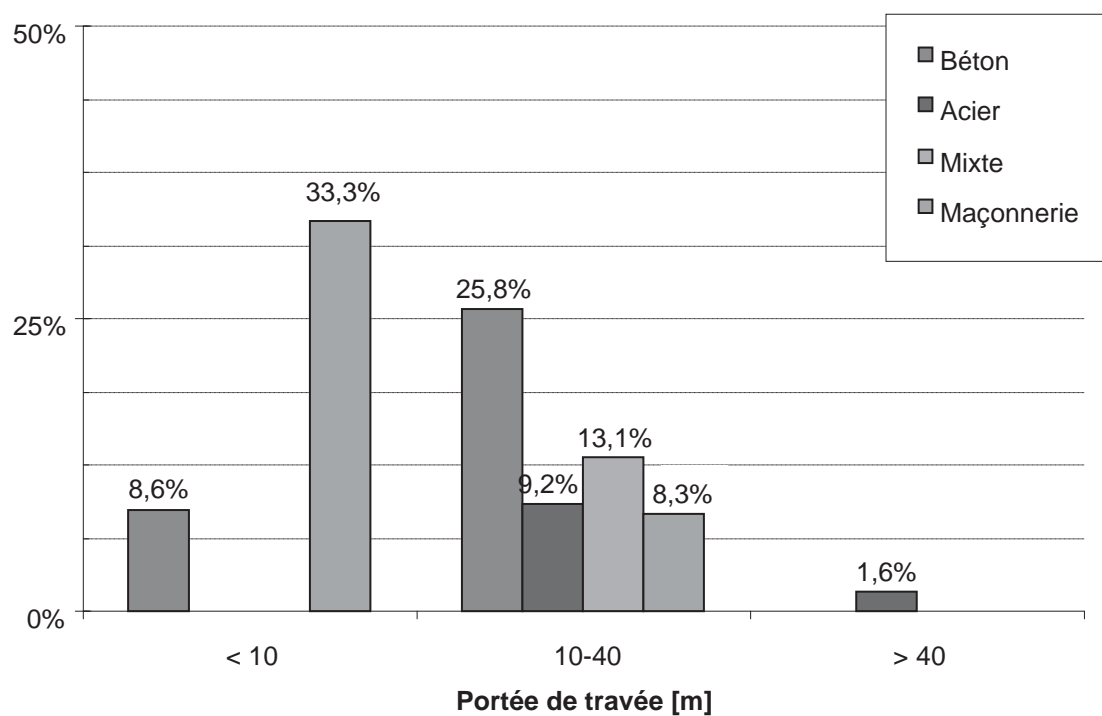


Figure 2.9 : Répartition des longueurs de travée pour les ponts rails belges

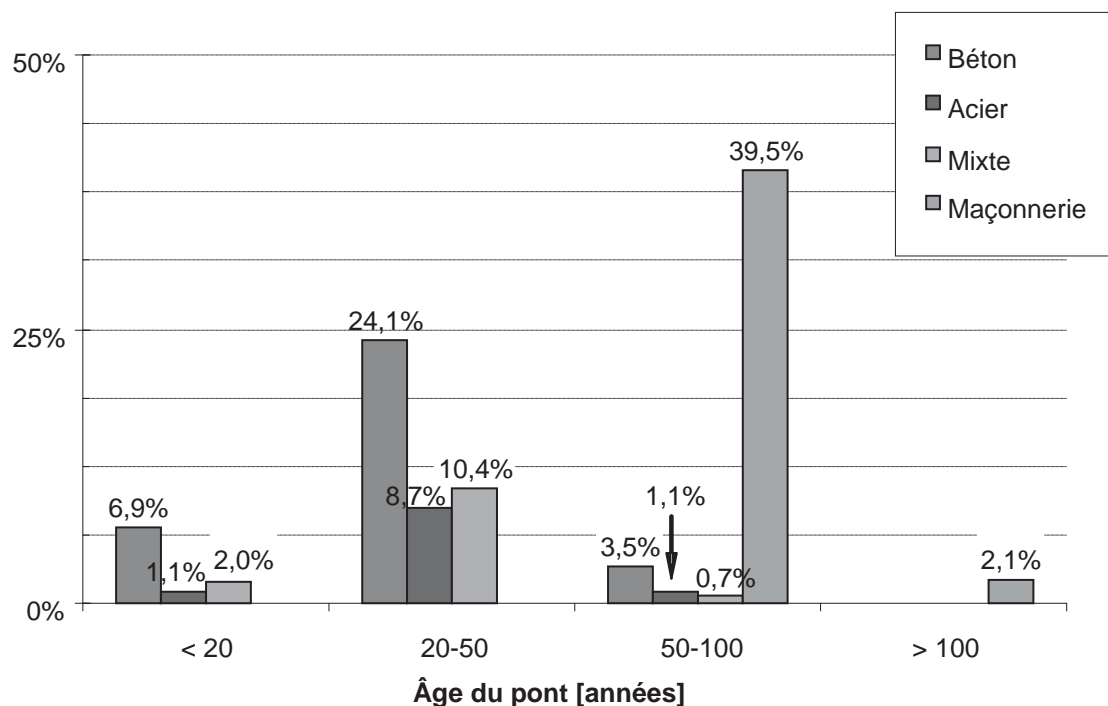


Figure 2.10 : Ponts rails belges – Profils des âges

Sur les Figures 2.8, 2.9 et 2.10, on peut constater que :

- 41 % des ponts rails en Belgique sont des ponts à arche et sont presque tous des ponts en maçonnerie. Tous ces ponts à arche ont une portée inférieure à 40 m et ont été construits il y a plus de 50 ans.
- 21 % des ponts rails en Belgique sont des ponts en béton armé, 13 % sont en béton précontraint et 13 % sont des ponts mixtes ou en acier enrobé de béton.
- Seuls 11 % des ponts rails sont métalliques (en acier). Tous les ponts ferroviaires d'une portée supérieure à 40 m construits en Belgique sont en acier.
- Tous les ponts rails d'une portée inférieure à 10 m sont principalement des ponts à arche en maçonnerie ou des ponts en béton.
- Tous les ponts rails mixtes en acier et béton ont une portée comprise entre 10 m et 40 m.

2.2.4 Exemples les plus significatifs de ponts mixtes en Belgique

2.2.4.1 *Ponts à poutres mixtes*

Le viaduc de l'Eau Rouge

Le viaduc de l'Eau Rouge est un viaduc situé sur l'autoroute E42 (A26) Verviers-Prüm. Il a été construit au cours des années 1989-1993. Sa longueur totale est de 652,5 m, avec une travée principale de 270 m, constituée de deux arches métalliques indépendantes en forme de caisson rectangulaire. La dalle mixte a été réalisée en partie par lancement et en partie au moyen d'une grue.

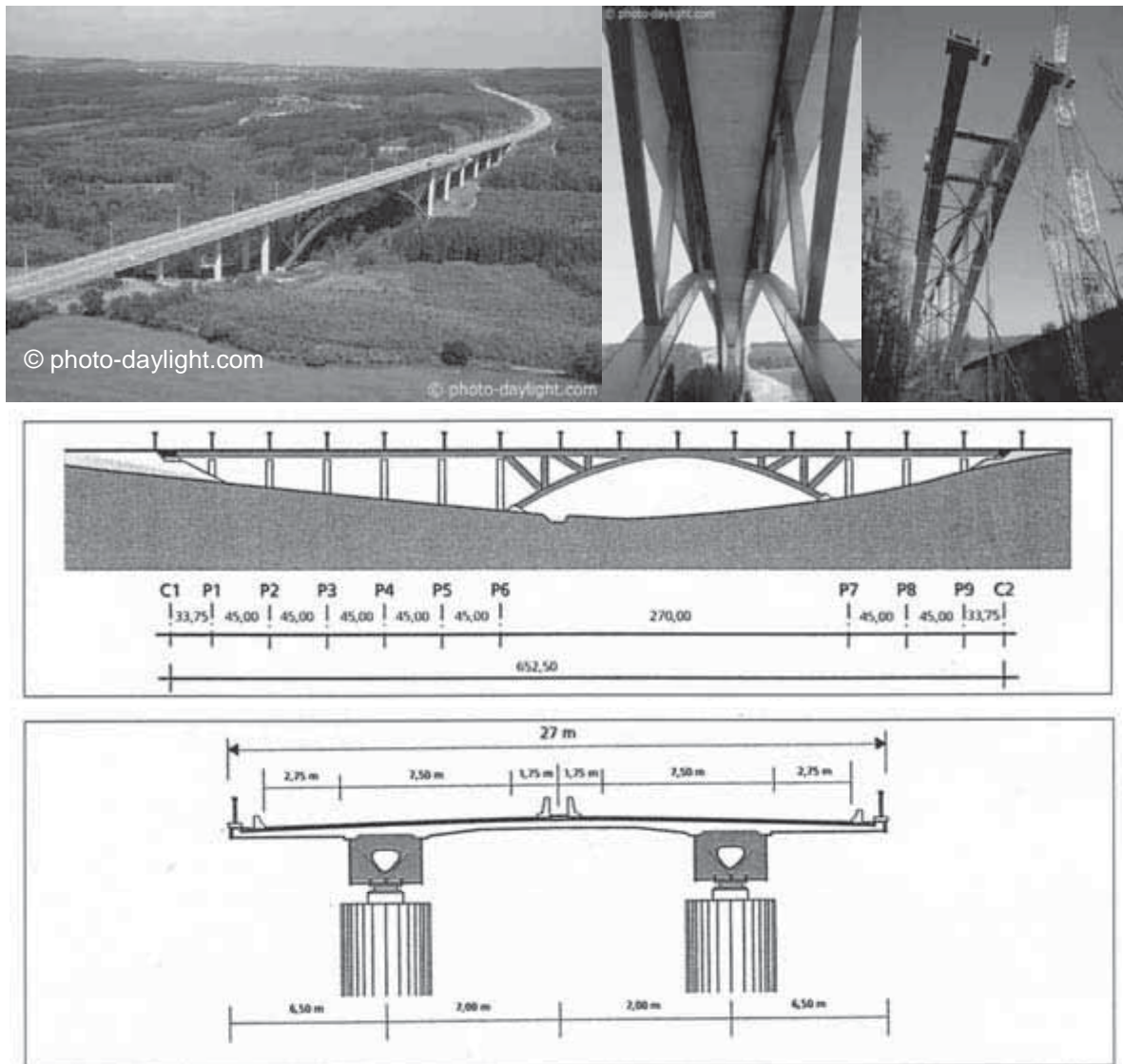


Figure 2.11 : Viaduc de l'Eau Rouge, près de Malmedy, Belgique, 1993

Le viaduc de la Gueule

Le viaduc de la Gueule à Moresnet est un ouvrage d'art de la ligne ferroviaire 24 Glons-Aix-la-Chapelle. Sa longueur totale est de 1108 m et il est composé de 22 travées isostatiques de 48 m chacune. Ce pont est constitué de deux poutres principales à treillis en acier, d'une hauteur de 6,495 m, reliées par une dalle en béton armé de 30 cm d'épaisseur. Il a été construit en 1914-1917. En 2002-2005, le viaduc a été renforcé par l'ajout d'une coquille en béton sur chaque pile et par le remplacement de tous les treillis de la superstructure.

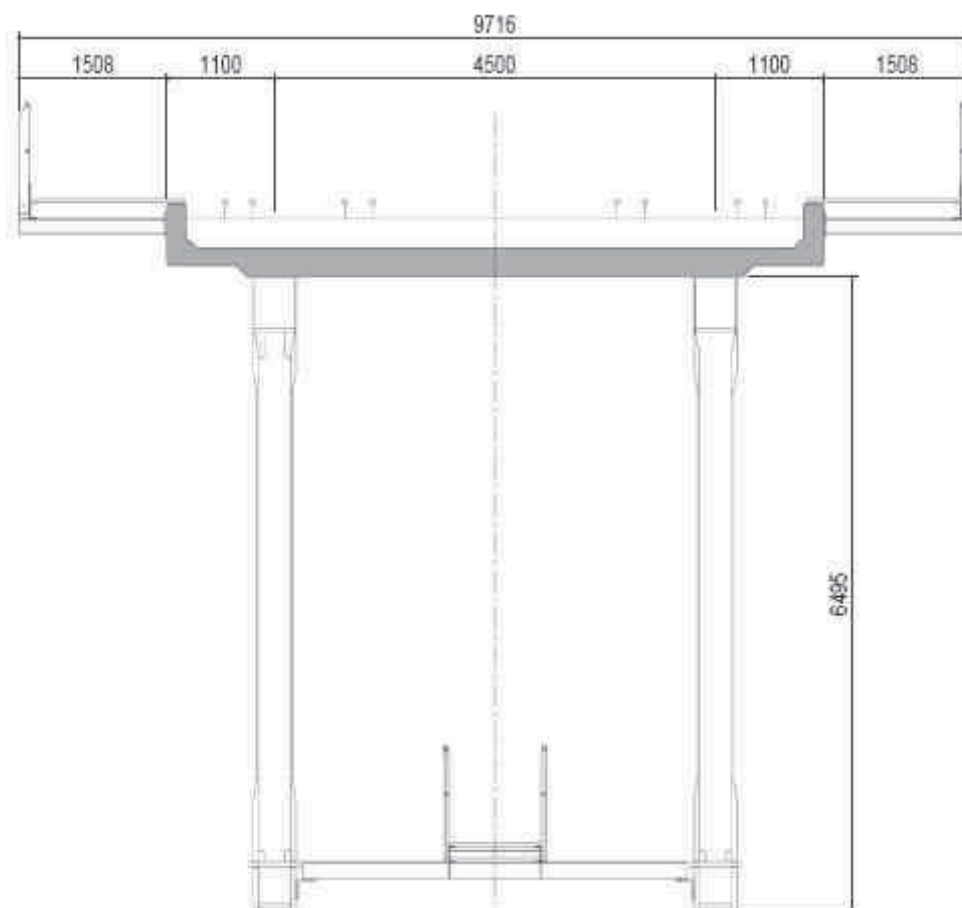
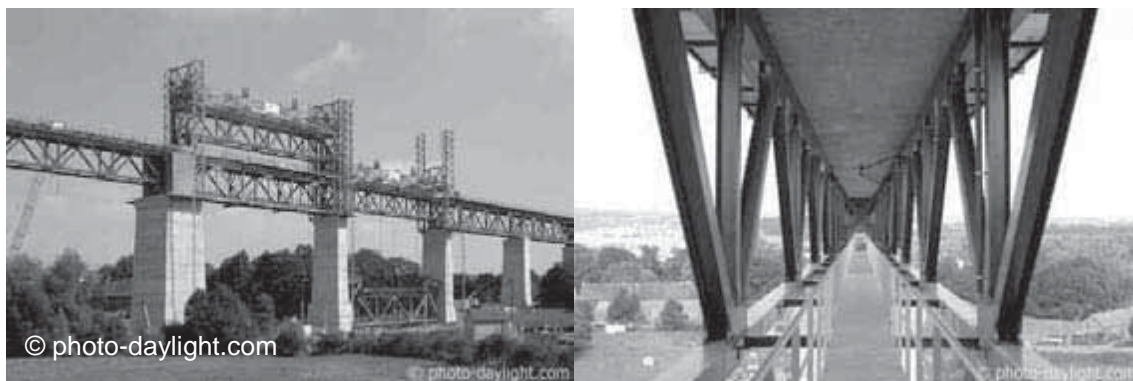


Figure 2.12 : Viaduc de la Gueule près de Moresnet, Belgique, 1917/2005

Le viaduc de Secheval

Le viaduc de Secheval est situé sur l'autoroute E25 (A26) Maastricht-Liège-Arlon. Il a été construit au cours des années 1975-1979. Sa longueur totale est de 294,7 m, avec 5 travées de 39,35 m, 72 m, 72 m, 72 m et 39,35 m respectivement. Il est constitué de deux tabliers parallèles indépendants. Les parties métalliques ont été construites sur le bord, puis lancées. Chaque pont est constitué de deux poutres principales en acier d'une hauteur de 3,6 m, reliées par une dalle en béton armé d'une épaisseur de 24 cm.

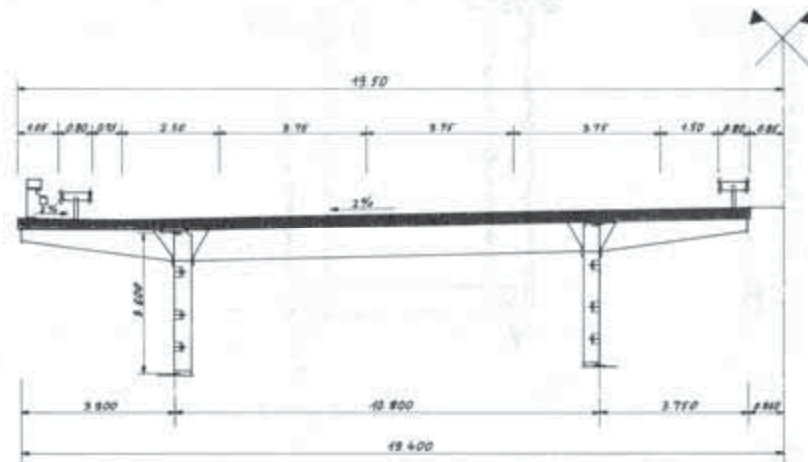
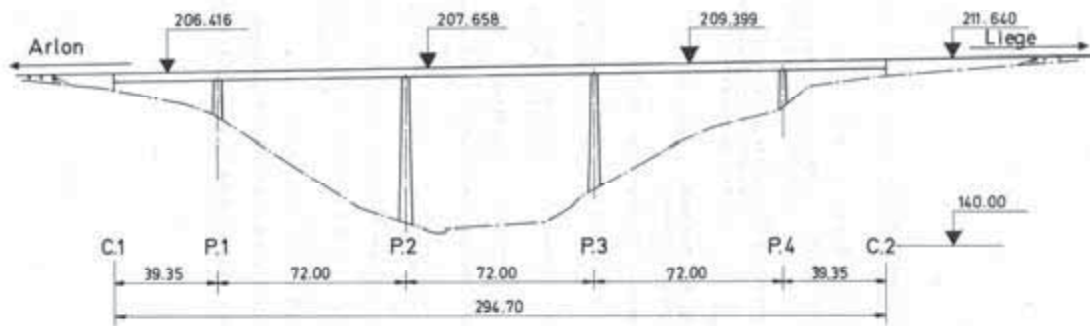


Figure 2.13 : Viaduc de Secheval, Belgique, 1979

Le viaduc de Remouchamps

Le viaduc de Remouchamps est situé sur l'autoroute E25 (A26) Maastricht-Liège-Arlon au voisinage immédiat du viaduc de Secheval. Il a été construit au cours des années 1975-1980. Il possède une longueur totale de 939,10 m avec des travées de 39,35 m, 94,50 m, 108,00 m, 2 x 117,00 m, 76,50 m, 67,50 m, 72,00 m, 63,00 m, 54,00 m et 44,75 m respectivement. Le pont est constitué de deux poutres principales en acier d'une hauteur de 5,1 m, reliées entre elles par une dalle en béton armé et des entretoises en treillis tous les 9 m. Une particularité de ce pont est qu'il est courbe, avec une pente transversale maximum de 3 %.

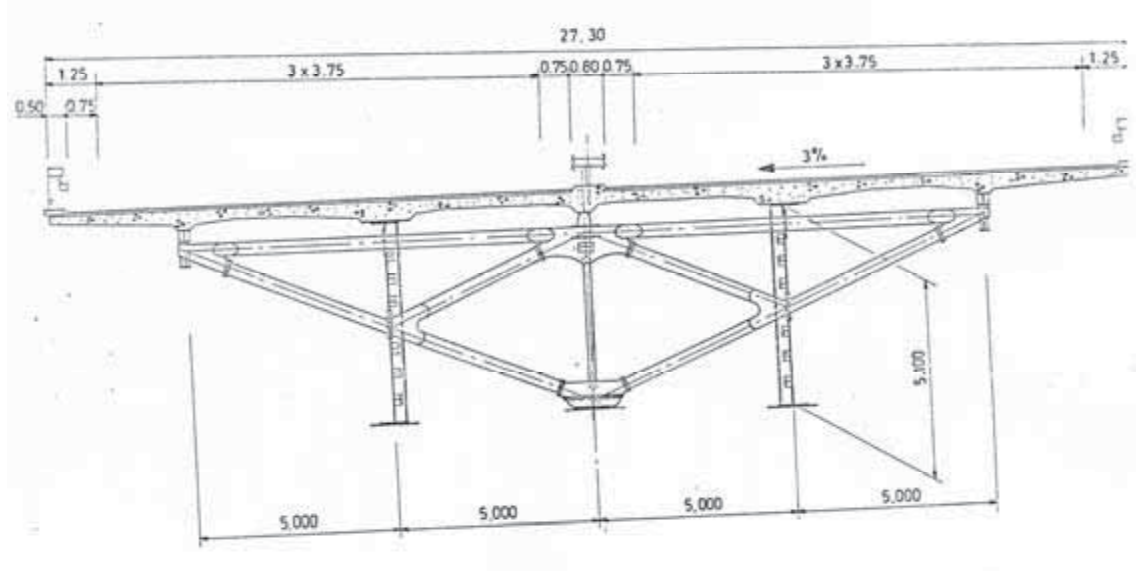
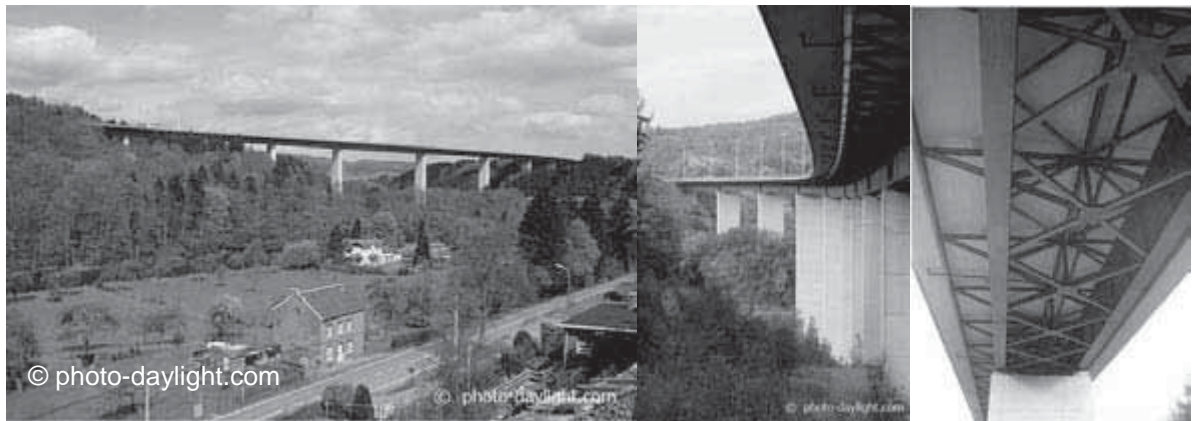


Figure 2.14 : Viaduc de Remouchamps, Belgique, 1980

Le viaduc des Croupets du Moulin

Le viaduc des Croupets du Moulin, à Sart, est situé sur l'autoroute E42 (A26) Verviers-Prüm. Il a été construit aux environs des années 1975-1979. Sa conception est similaire à celle du viaduc de Secheval précédemment décrit.

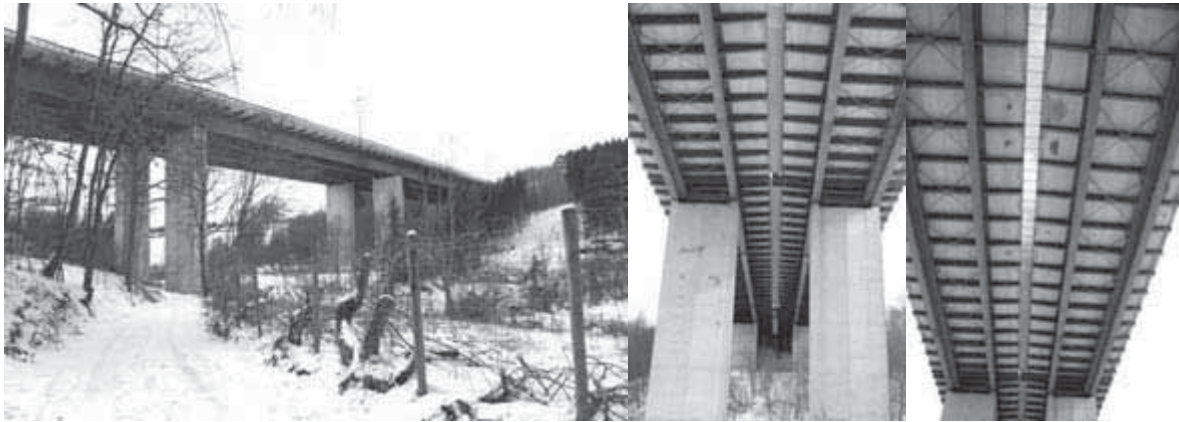


Figure 2.15 : Viaduc des « Croupets du Moulin », près de Sart, Belgique, 1979

2.2.4.2 Ponts mixtes à poutre caisson

Le viaduc de Polleur

Le viaduc de Polleur est situé sur l'autoroute E42 (A27) Verviers-Prüm. Il a été construit dans les années 1975-1979 et possède une longueur totale de 463,9 m, avec des travées de 93,35 m, 118,8 m, 2 x 93,6 m et 64,55 m respectivement. Il s'agit d'un pont à poutre-caisson mixte acier - béton, comportant des âmes inclinées (5,2 m de hauteur) reliées par une dalle en béton allégé armé, d'une épaisseur variant de 30 cm à 60 cm. Le caisson comporte des diaphragmes en treillis tous les 3,6 m. Sa pente longitudinale maximale est égale à 6 %.



Figure 2.16 : Viaduc de Polleur, Belgique

2.3 FRANCE

2.3.1 Introduction

Le succès des ponts mixtes en France commence au début des années 1980 et coïncide avec la publication des nouvelles règles de calcul françaises en 1981. Ce succès n'a jamais été démenti depuis.

Une étude de tous les nouveaux ponts construits en France en 2004 permet d'établir les répartitions présentées dans la Figure 2.17. Les pourcentages concernent 52 nouveaux ponts rails et 282 nouveaux ponts routes (construits sur des routes principales, à l'exception des autoroutes). On constate que les ponts mixtes (y compris les ponts à poutres en acier enrobées de béton) ou les ponts en acier sont très souvent retenus pour les ponts rails, mais ne représentent que 16% des nouveaux ponts routes. En fait, ces répartitions comprennent les très petits ponts (par exemple à cadre) qui sont très nombreux, principalement en béton armé, et d'une importance moindre d'un point de vue économique. C'est pourquoi il est plus judicieux d'étudier une répartition des ponts effectuée en fonction de la longueur de portée principale. La Figure 2.18 montre que pour des portées d'une longueur de 40 m à 80 m, le pont mixte bipoutre constitue une solution très compétitive. Pour des portées supérieures, les nouveaux ponts ne sont pas assez nombreux pour justifier une analyse statistique, mais on peut remarquer que la solution mixte reste compétitive même pour des portées allant jusqu'à 130 m.

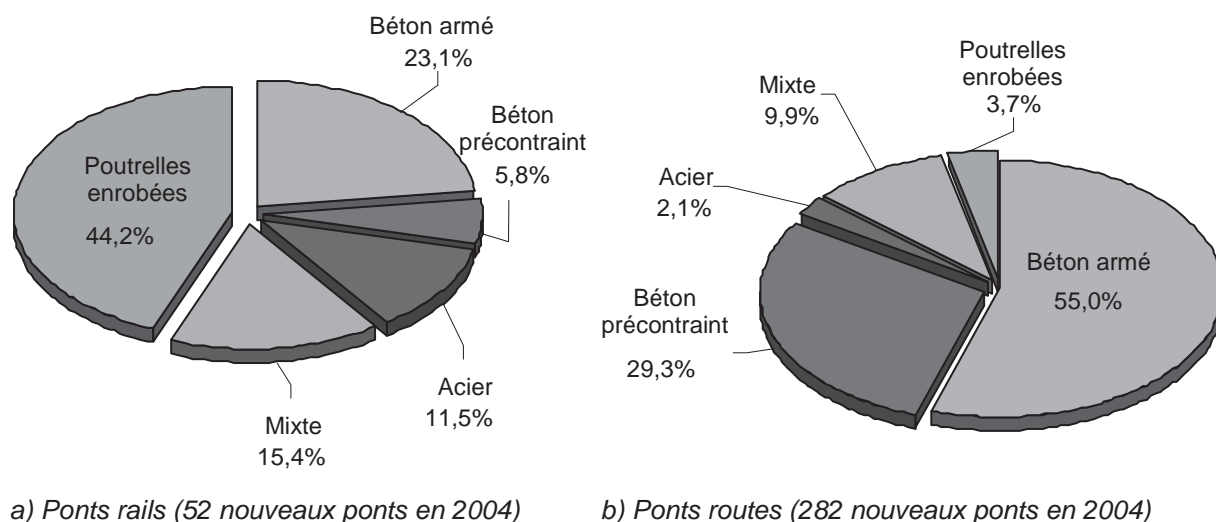


Figure 2.17 : Répartition des ponts français construits en 2004 en fonction du type de structure

Sur les 10 000 km de routes gérées par la Direction des Routes du MEEDDAT (Ministère de l'Ecologie, de l'Energie, du Développement Durable et de l'Aménagement du Territoire), les ponts sont classés en ponts de faibles dimensions et ponts de grandes dimensions (dont la travée principale est supérieure à 40 m, ou dont la surface totale de tablier est supérieure à 1200 m²). Ces grands ponts représentent 10 à 15% de la totalité des nouveaux ponts construits chaque année, et 50% de la nouvelle surface totale de tabliers, avec un prix moyen de 1600 €/m² (en 2005). La quasi totalité de ces 30 nouveaux grands ponts construits chaque année possèdent une structure mixte ou en acier (alors qu'il y a 30 ans, la situation était inverse, la presque totalité des nouveaux grands ponts étant construits en béton).

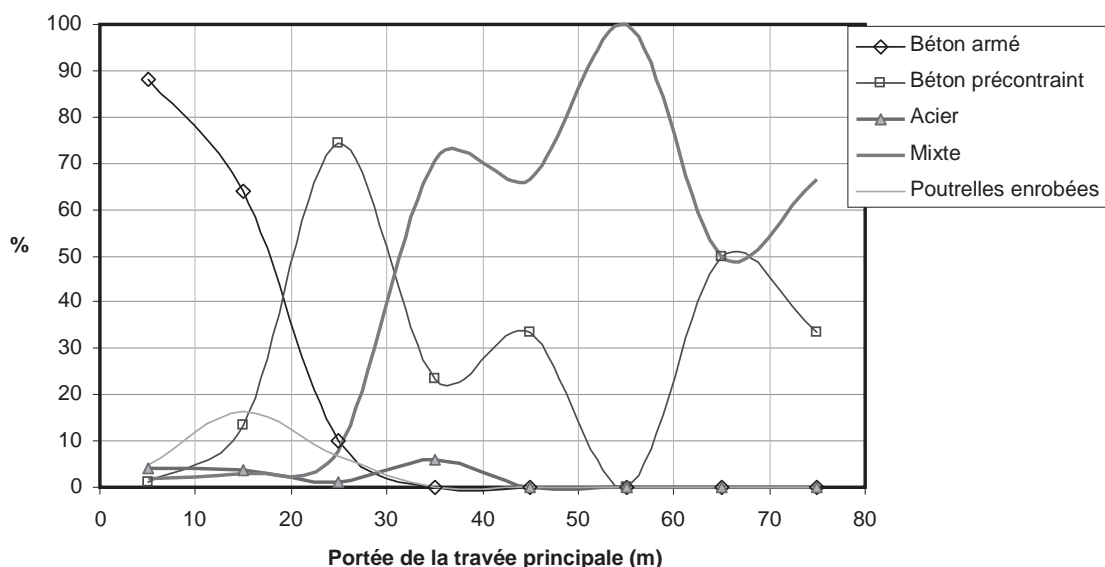


Figure 2.18 : Répartition des ponts français construits en 2004 en fonction de la portée principale

On observe la même tendance d'utilisation de matériaux pour les ponts ferroviaires. Il suffit d'examiner, par exemple, l'historique des lignes ferroviaires à grande vitesse depuis 25 ans :

- ligne TGV Sud-Est (Paris - Lyon, construite en 1983) et ligne TGV Ouest (Paris - Le Mans, 1990) : aucun pont en acier ;
- ligne TGV Nord (Paris - Lille, 1993) : 13 000 tonnes d'acier utilisées pour les ponts (totalisant 3600 m de longueur) ;
- ligne TGV Méditerranée (Lyon - Marseille, 2001) : 42 500 tonnes (totalisant 9500 m)
- ligne TGV Est (Paris - Nancy, 2007) : tous les grands ponts sont mixtes, représentant 26 300 tonnes (totalisant 5790 m)

2.3.2 Types de ponts mixtes en France

2.3.2.1 Généralités

La majorité des nouveaux grands ponts mixtes sont des ponts bipoutres avec une dalle supérieure en béton armé. Par exemple, pour les ponts de moyenne et grande dimensions, la ligne TGV Est (300 km) possède 20 ponts mixtes parmi lesquels 13 ponts bipoutres, 4 ponts mixtes à poutres latérales, deux ponts à poutres multiples, et un seul pont à double poutre-caisson. Le succès de la solution bipoutre s'explique principalement par la réduction des coûts de fabrication et du temps de construction.

2.3.2.2 *Ponts bipoutres*

Le type de structure le plus courant consiste en une dalle de béton armé coulée sur chantier et connectée par des goujons (ou des cornières) sur deux poutres principales en I. Ces poutres en I sont contreventées par des entretoises tous les 6 à 10 mètres, voir Figure 2.19.

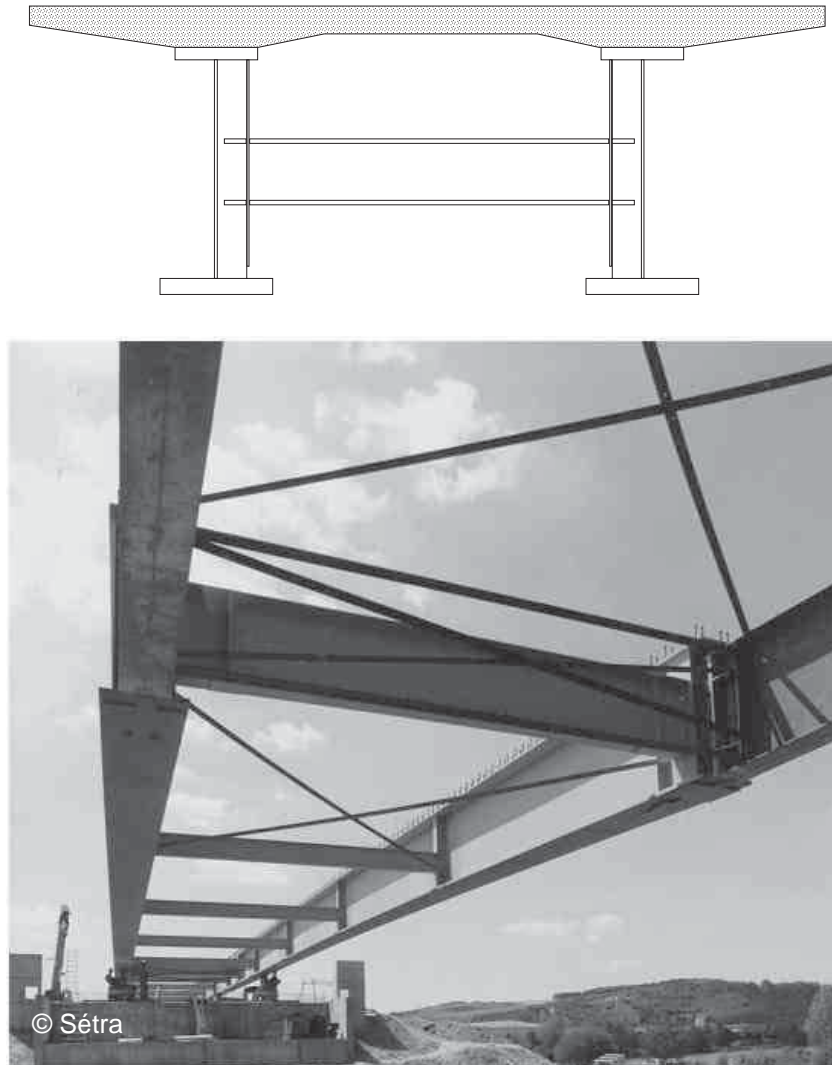


Figure 2.19 : Section transversale courante d'un pont bipoutre mixte

Il existe un grand nombre de variations pour la configuration représentée sur la Figure 2.19, les principales étant :

- Une dalle de hauteur constante.
- Une dalle à précontrainte transversale, pouvant être utilisée pour les ponts de grande largeur (par exemple: le pont Charles de Gaulle à Paris, en 1996).
- Une dalle connectée à l'entretoisement. Dans ce cas, les entretoises mixtes sont soudées au niveau de la surface supérieure des poutres principales. Les entretoises sont également plus rapprochées, leur entraxe étant réduit à 4 mètres environ afin de supporter une dalle plus mince (25 cm de hauteur). La semelle supérieure de l'entretoise est soudée à pleine pénétration sur les semelles des poutres principales.
- Un raidisseur vertical plat en acier utilisé dans les ponts à travées courtes de faible hauteur.
- Des entretoises positionnées sous les parties en console du tablier. Voir Figure 2.1 et Figure 2.20.

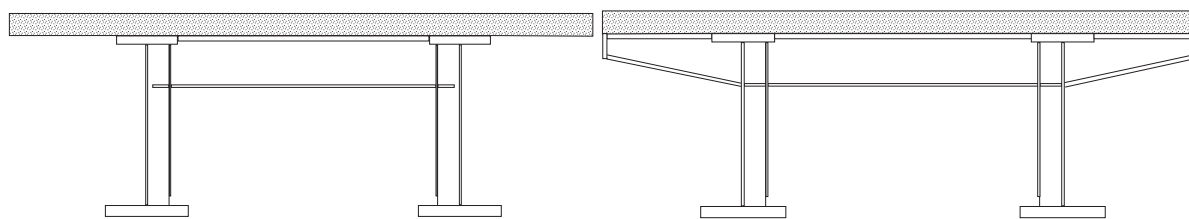


Figure 2.20 : Exemples de sections avec entretoises supportant la dalle

Lorsque la dalle est coulée sur chantier, on définit habituellement un ordre de construction des différents segments de dalle. Afin de réduire la traction exercée dans le béton autour des appuis intermédiaires, les segments de dalle correspondants sont coulés en dernier - voir Figure 2.21. Si la centrale à béton la plus proche se trouve trop loin du chantier, ou si le volume de béton nécessaire est trop faible pour justifier l'installation d'une centrale à béton directement sur le chantier, la conception peut être améliorée en utilisant des segments de dalle préfabriqués. Ces derniers sont connectés à la structure en seconde phase, en coulant du béton dans les réservations rectangulaires et les joints transversaux de la dalle. Les goujons peuvent être soudés en atelier ou directement sur chantier au moyen d'un pistolet spécifique. Voir Figure 2.22.



Figure 2.21 : Coulage du béton au dessous des appuis intermédiaires à la fin



Figure 2.22 : Utilisation d'éléments de dalle préfabriqués

Un compromis, assez courant pour les ponts à poutres multiples, consiste à utiliser des pré-dalles en béton très minces disposées entre les poutres en acier et servant de coffrage pour le coulage du reste de la dalle sur chantier. Voir Figure 2.23.

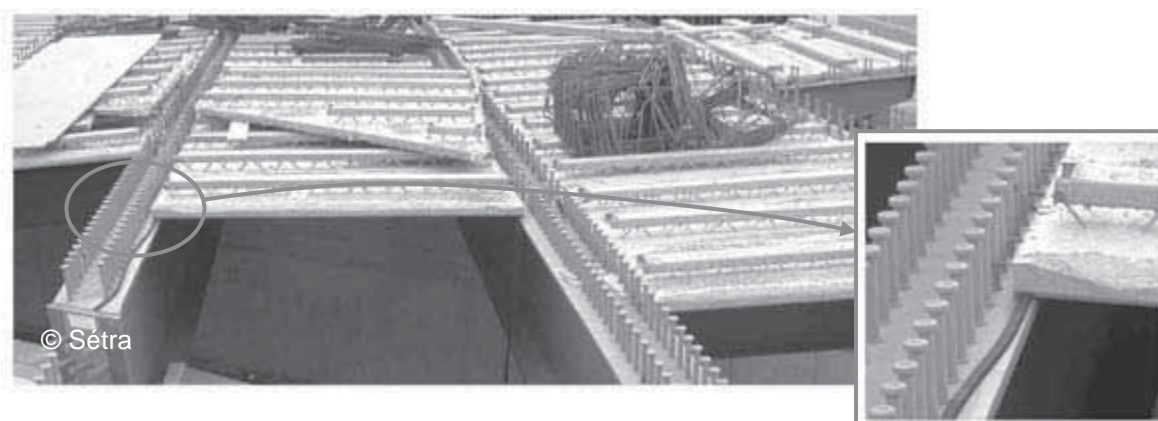


Figure 2.23 : Utilisation d'une prédalle comme coffrage

Pour les ponts rails, on utilise habituellement un diaphragme transversal spécifique pour obtenir un meilleur comportement en torsion. Voir également la Section 6 pour de plus amples détails ainsi que la Figure 6.4.

Considérations économiques :

La fabrication de la structure en acier d'un pont bipoutre peut être décomposée en 4 étapes : l'approvisionnement de l'atelier en tôles d'acier provenant des aciéries, l'assemblage partiel effectué en atelier, le transport de l'atelier vers le chantier et enfin l'assemblage final sur chantier. Chaque étape impose des conditions qui influent sur la conception du pont mixte et sur la compétitivité de la solution choisie.

D'un point de vue économique, il convient que les tôles en acier soient commandées à l'aciérie en tenant compte des éléments suivants :

- la capacité de l'aciérie : maximum d'épaisseur, de longueur, de largeur ou de poids par tôle ;
- par exemple, si le poids de la plaque est supérieur à 23 tonnes environ, le processus de fabrication change (de la coulée continue à la coulée en lingots) et le prix augmente (+ 80 €/tonne) ;
- la capacité du transport par rail : il existe un maximum de longueur et de largeur ;
- l'optimisation du découpage d'un maximum d'éléments différents (en atelier avant soudage) dans une même tôle rectangulaire de départ, et avec un minimum de chutes.

Pour un pont bipoutre avec l'entretoisement courant illustré sur la Figure 2.19, le temps de construction en atelier peut être décomposé selon les pourcentages indiqués dans le tableau 2.1 ci-dessous. Ce tableau met en lumière les coûts (temps de travail) élevés induits par le raidissage

comparativement au poids d'acier concerné. Il convient de mentionner que la reconstitution des poutres en I peut être automatisée (jusqu'à une hauteur de 5 750 mm) ce qui n'est pas le cas du raidissage, voir Figure 2.24. La manutention de la poutre (par exemple le retournement avant soudage sur l'autre face) reste encore l'une des opérations les plus consommatrices de temps.

Fabrication	Temps	Poids
Poutres principales :		
Découpe des plaques	10%	
Soudage pleine pénétration	11%	
Reconstitution des sections en I	14%	85%
Raidissage	48%	6%
Connecteurs	4%	
Manutention	5%	
Entretoisement	5%	6%
Divers	3%	3%

Tableau 2.1 : Temps de construction indicatifs d'un pont bipoutre

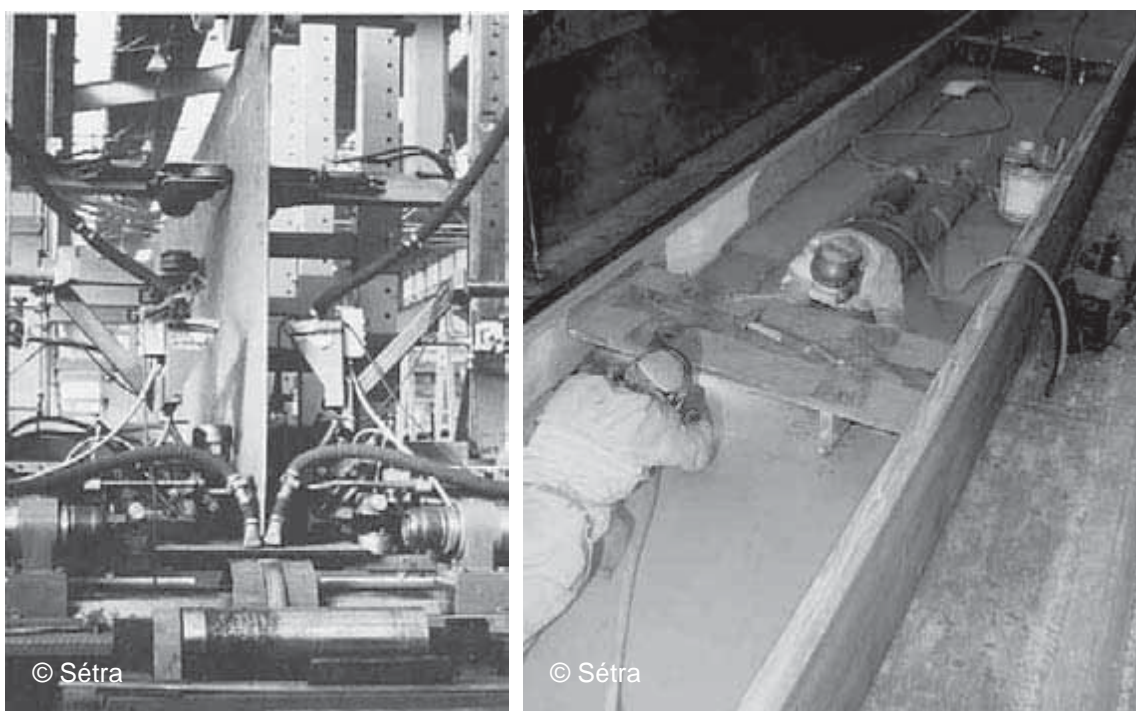


Figure 2.24 : Reconstitution d'une poutre de pont en I et soudage de raidisseurs verticaux

Le transport des segments de poutre en I entre l'atelier et le chantier du pont peut être effectué par barge, par train ou par camion, selon les conditions du chantier. Le type de transport influe sur la dimension des éléments, les assemblages bout-à-bout devant être soudés sur chantier, et éventuellement sur la solution retenue (poutres-caisson ou en I). Le tableau 2.2 ci-dessous donne quelques indications sur les limitations de transport en France. Par exemple, on peut voir qu'un pont à poutre-caisson d'une largeur supérieure à 6 m doit être divisé en 2 parties qui seront assemblées par soudage longitudinal sur chantier.

	Par camion		Par train
	Convoi normal	Convoi exceptionnel (*)	
Longueur	22 m	50 m	32 m
Masse	entre 20 et 30 tonnes	jusqu'à 100 tonnes	50 tonnes 70 tonnes avec wagons spéciaux
Largeur	4,50 m	6 m	3 m (et hauteur concomitante de 1,5 m maxi)
Hauteur	3,20 m	6 m sur itinéraires spéciaux seulement	3,05 m (et largeur concomitante de 0,8 m maxi)

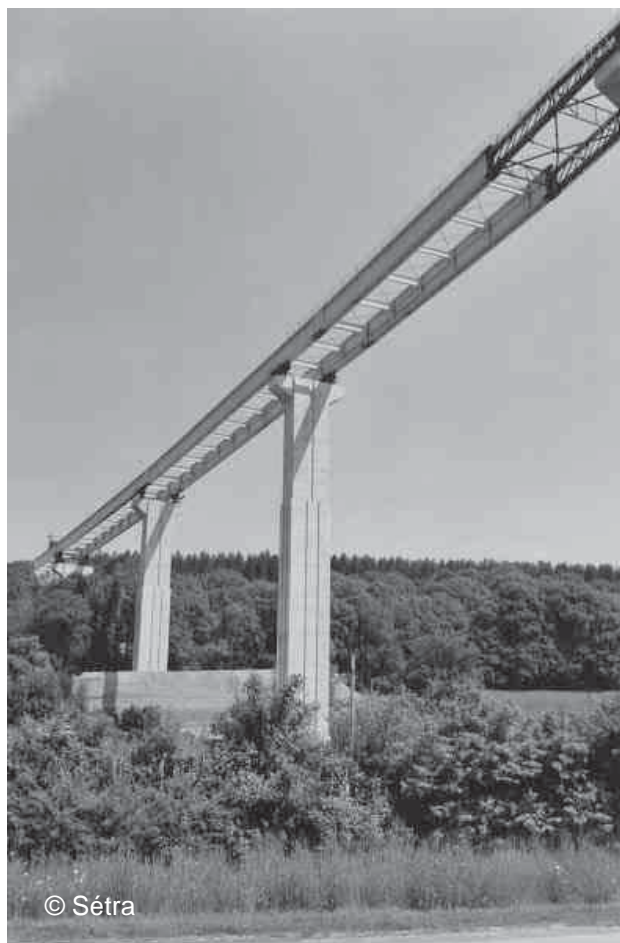
(*) : avec autorisations spécifiques et escortes des forces de l'ordre

Tableau 2.2 : Limitation de transport en France

L'assemblage final sur chantier dépend de la hauteur du pont et de la disponibilité de terrain aux culées. Si la hauteur n'est pas très élevée, il est possible de faire appel à une grue (ou une barge de levage lourd). Sinon, le pont doit être lancé depuis un côté (ou les deux). Il convient de prévoir une plate-forme de lancement située dans la continuation du pont. Voir le Chapitre 7 pour de plus amples détails sur les dispositifs et le processus de lancement.

2.3.2.3 Exemples de ponts mixtes bipoutres en France

Le viaduc de la Risle est un pont routier bipoutre typique construit en 2004 pour l'autoroute A28 en Normandie. Les données générales du viaduc de La Risle sont les suivantes :



Longueur totale = 1 320 m

Répartition des travées :

65 – 4 x 80 – 7 x 90 – 3 x 80 – 65 m

Hauteur de poutre = 3,5 m

Entretoisement tous les 8 m

Dalle en béton armé :

Largeur : 15 m

Epaisseur : 30 cm environ

5 295 tonnes d'acier

Construction par lancement depuis les deux culées

Hauteur du viaduc = 70 m

Une voie dans chaque sens avec un séparateur central

Figure 2.25 : Viaduc de La Risle, près de Brionne, France, 2004

Un nouveau viaduc routier mixte est en cours de construction à Avignon (dans le sud de la France). Il s'agit d'une structure de pont bipoutre avec une dalle en béton de grande largeur supportant 2 x 2 voies de circulation. Les deux poutres sont contreventées au moyen de poutres en I connectées à la dalle et débordant sur les parties en console. Les données générales sont les suivantes :



Longueur totale = 740 m

Répartition des travées = 36 – 60 – 64 – 80 – 84 - 4 x 88 – 64 m

Hauteur de poutre = 3,5 m

Entraxe de 12 m entre les poutres principales

Entretoises tous les 4 m

Dalle en béton armé : largeur 21,5 m et épaisseur 24 cm

4 500 tonnes d'acier (S355 + S460), construit par lancement

Figure 2.26 : Viaduc LEO sur la Durance, vers Avignon, France, 2008

Ce pont a été dimensionné conformément aux Eurocodes (version finale des EN). Sur une zone de 33 m de long autour de chaque appui interne, les semelles des poutres principales sont en acier de nuance S460. Par rapport à un dimensionnement réalisé uniquement avec la nuance S355, le poids d'acier utilisé a pu être réduit de 8%.

Le dernier exemple mentionné ici est l'un des ponts rails mixtes construits pour la nouvelle ligne TGV Est en 2007 : le viaduc sur la vallée de l'Ourcq. Cet exemple est représentatif de la conception spécifique du contreventement généralement utilisé pour les ponts rails (diaphragme en acier). Les semelles inférieures en acier sont également contreventées par des segments de dalle préfabriqués afin de réduire le bruit généré par les TGV, pour un meilleur comportement dynamique du tablier et pour un meilleur comportement en torsion.



Longueur totale = 450 m

Répartition des travées = 45 – 6 x 60 – 45 m

Hauteur de poutre = 3,9 m

Contreventement par diaphragmes tous les 4 m

Dalle supérieure en béton armé :

Largeur : 12,6 m

Épaisseur : 25 cm à 40 cm

Coulée sur chantier

1 963 tonnes d'acier S355

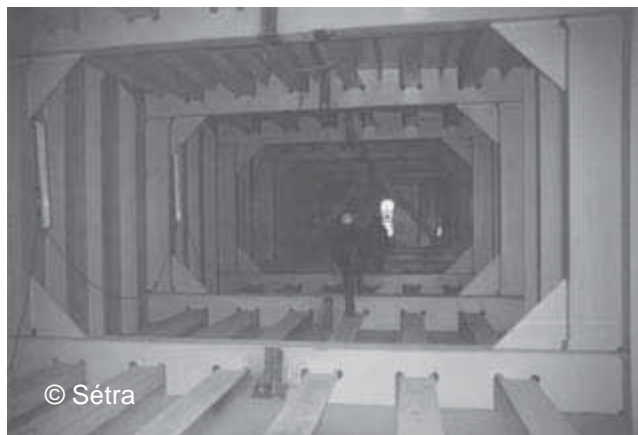
Construit par lancement (avec la dalle inférieure en béton).

Voir également la Figure 6.4.

Figure 2.27 : Viaduc de la vallée de l'Ourcq, France, 2006

2.3.2.4 Exemples de ponts mixtes à poutre caisson

Le viaduc de Verrières est un pont mixte à poutre-caisson construit pour l'autoroute A75 près de Millau. Le caisson central en acier est fermé et sa semelle supérieure est connectée à la dalle en béton. La dalle large supporte 2 x 2 voies de circulation. Un entretoisement connecté à la dalle, des diagonales en acier et un longeron aident à supporter la partie en console de la dalle, voir Figure 2.2.



Longueur totale = 719,5 m
Répartition des travées :
96 – 136 – 144 – 136 – 128 – 80 m
Hauteur de poutre = 4,5 m
Poutre-caisson à âmes verticales
Ecartement des âmes = 7 m
Contreventement tous les 4 m
Dalle en béton armé de largeur 23,5 m
6 226 tonnes d'acier
Assemblage longitudinal de deux demi poutres-caisson
Construit par lancement
Coût final : 2 261 €/m² (2002)

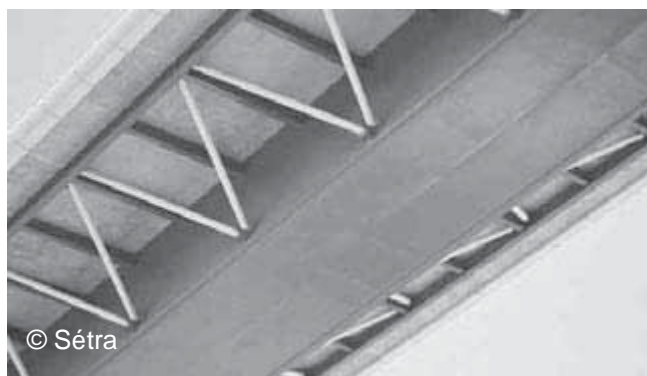


Figure 2.28 : Viaduc de Verrières, près de Millau, France, 2002

Bien entendu, sur la même autoroute, on peut également mentionner la poutre-caisson en acier du viaduc de Millau (construit en 2004), voir Figure 4.3. Le viaduc de Jaulny construit pour la ligne TGV Est (2005) constitue un autre exemple récent remarquable. Il consiste en une structure de pont à double poutre-caisson fermée avec une travée principale de 73,80 m pour une longueur totale de 478,70 m. La hauteur moyenne des sections du caisson en acier est de 3,60 m, les raidisseurs de semelles sont des augets (section fermée) tandis que les raidisseurs d'âme sont des simples plats.

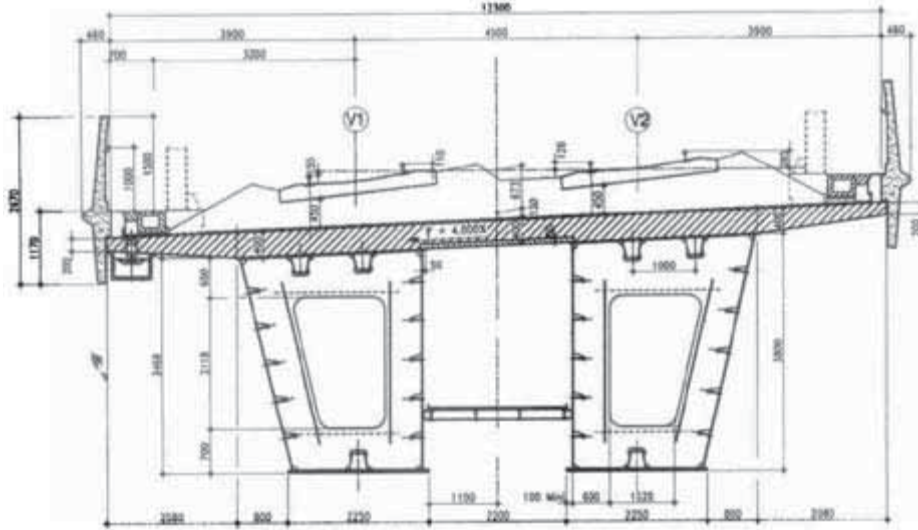


Figure 2.29 : Viaduc de Jaulny, France, 2005

2.4 ALLEMAGNE

2.4.1 Introduction

En Allemagne, l'essor réussi de la construction des ponts mixtes en acier et béton a débuté dans les années 1990, ce fait étant étroitement lié au nouveau contexte politique de la réunification allemande. A cette époque, l'état de l'infrastructure en Allemagne de l'Est était très médiocre et l'objectif était de la remettre à niveau aussi rapidement que possible. Pendant la phase de conception, des solutions innovantes furent développées, par exemple pour réutiliser les fondations et les infrastructures existantes, qui étaient, contrairement aux superstructures, en assez bon état. Finalement, l'utilisation de superstructures légères fut souvent nécessaire, ce qui est du domaine des structures mixtes. La conception traditionnelle pour les ponts à longue portée (autoroutes) consiste à réaliser deux superstructures séparées, une pour chaque sens de circulation. Ces structures sont souvent réalisées au moyen de poutres-caisson ou de poutres en I. A titre d'exemple, les Figures 2.30 et 2.31 montrent les ponts situés près de Cottbus et de Schrotetal qui représentaient les principaux types de ponts en Allemagne jusqu'à la fin des années 1990.

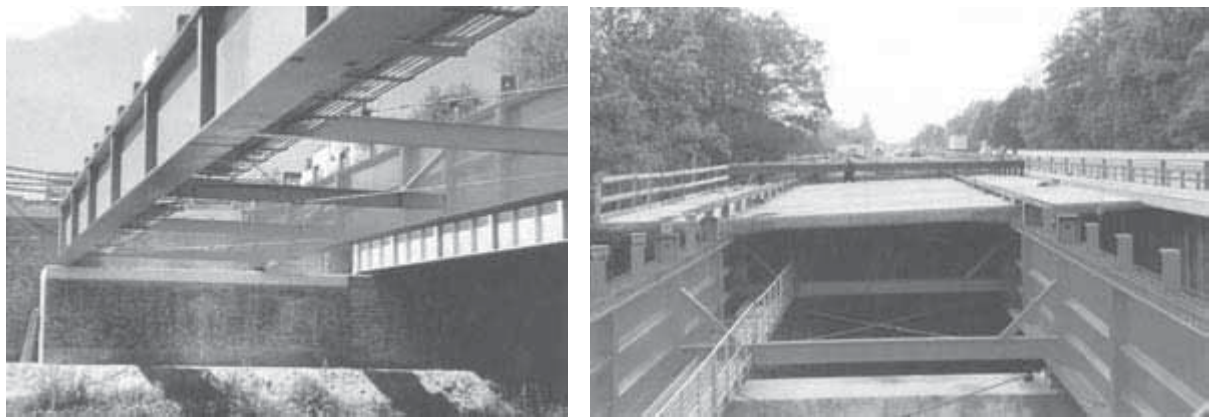


Figure 2.30 : Pont sur la rivière Spree, près de Cottbus, Allemagne, 1994 [10]

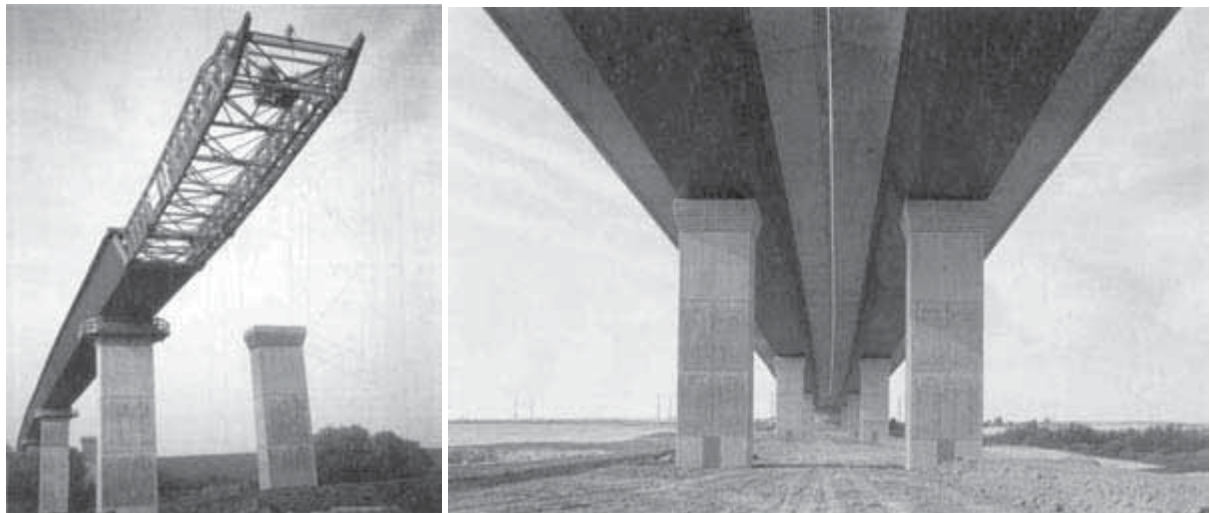


Figure 2.31 : Pont de Schrotetal, près de Magdeburg, Allemagne [10]

Cependant, la reconstruction rapide des structures de l'Allemagne de l'Est a entraîné le développement d'approches modernes de la conception des ponts, qui constituent le sujet principal des sections ci-dessous. Les types de ponts qui sont apparus depuis sont les suivants :

- Ponts mixtes à tablier unique, cf. Section 2.4.2
- Ponts à poutres-caisson étanches de faibles dimensions, cf. Section 2.4.3
- Ponts à composants préfabriqués et béton coulé sur chantier, cf. Section 2.4.4

En Allemagne, le réseau des infrastructures est dense, avec plus de 231 000 km de routes et environ 34 000 km de lignes ferroviaires. Les routes fédérales représentent 53 346 km (autoroutes : 12 363 km, routes nationales : 40 983 km) [4] et les lignes ferroviaires en exploitation totalisent 33 897 km [20]. Le nombre de ponts s'élève à 35 675 pour les routes fédérales [84] et à 27 165 pour les voies ferrées [20]. Les données concernant le réseau routier local ne sont pas centralisées, de sorte que seules les informations concernant les routes fédérales peuvent être données ici.

La Figure 2.32 montre le nombre de ponts en fonction de la longueur de pont pour les ponts routes et de la longueur de portée pour les ponts rails. Pour les ponts routes, il est impossible de donner une évaluation basée sur la longueur de portée, et seule la longueur de pont est mentionnée ici. Toutefois, dans les deux cas, on peut constater que les ponts de petite et moyenne portée prédominent. Habituellement, les routes sont constituées de deux voies dans chaque sens, ce qui entraîne la construction de ponts d'une largeur totale située entre 15,5 et 29,5 m selon le type de superstructure, à un ou deux tabliers.

Une analyse des types de ponts existants en Allemagne montre que le marché a été dominé par les ponts en béton, particulièrement pour les ponts routiers, cf. Figure 2.33. En revanche, les types de ponts utilisés pour les ponts rails sont plus équilibrés mais, dans les deux cas, il est évident que les ponts mixtes en acier et béton n'ont joué qu'un rôle limité jusqu'à présent.

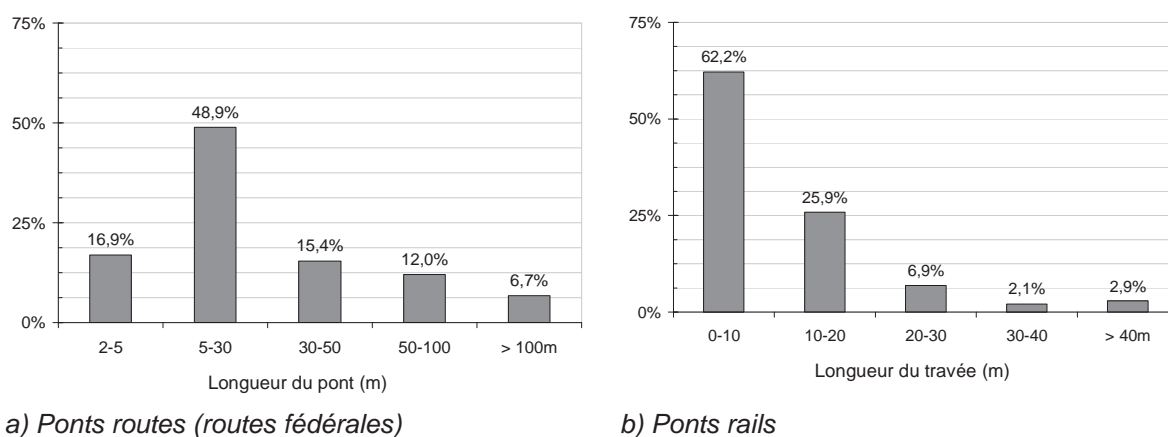


Figure 2.32 : Répartition par longueur des ponts en Allemagne [84][87]

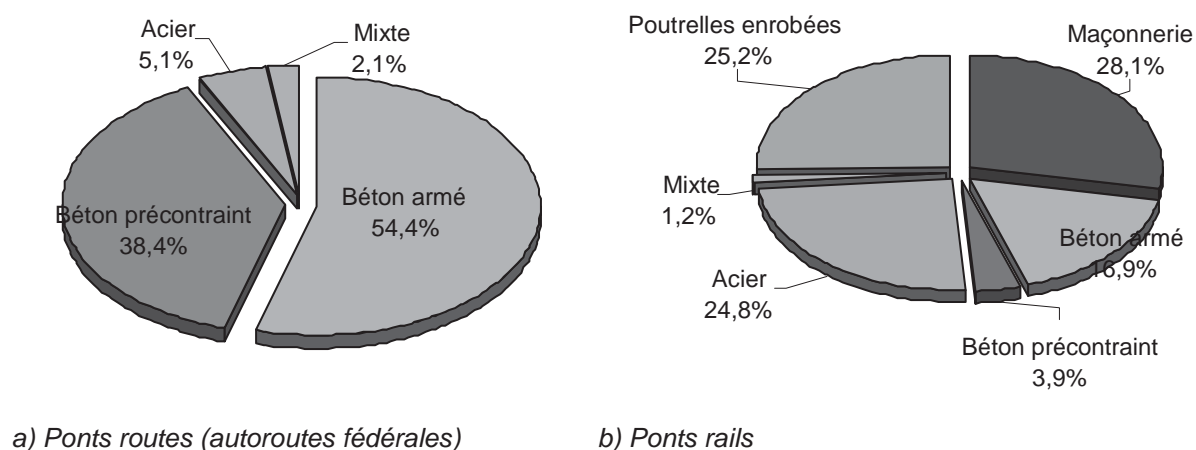
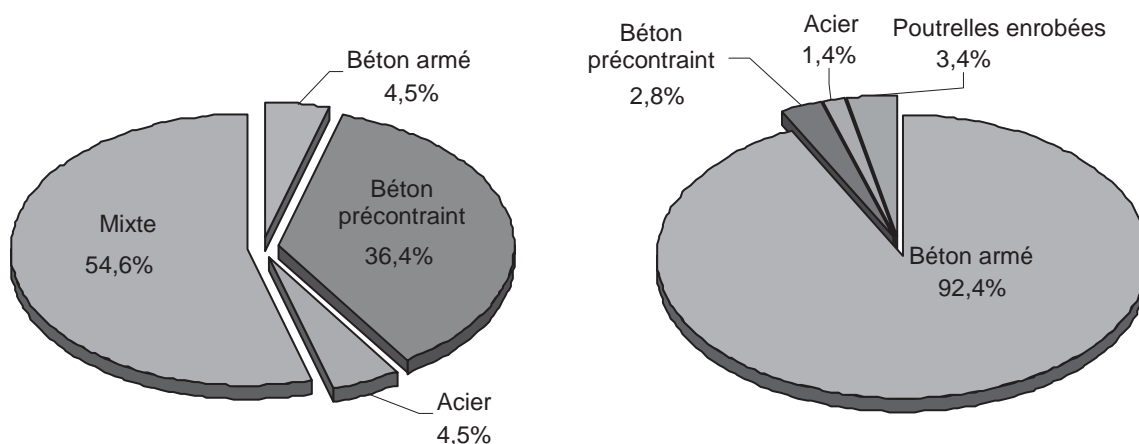


Figure 2.33 : Répartition par types des ponts existants en Allemagne en 2005 [84][87]



a) Ponts routes (autoroutes fédérales)
Longueur d'ouvrage entre 30 et 60 m

b) Ponts rails

Figure 2.34 : Répartition des types de ponts construits actuellement en Allemagne [84]

L'examen des types de ponts actuellement construits en Allemagne, voir Figure 2.34, montre que les ponts mixtes ont conquis une bonne part de marché, au moins pour les ponts route. Les raisons de ce phénomène sont données dans les sections suivantes.

2.4.2 Ponts mixtes à tablier unique

2.4.2.1 Généralités

Jusqu'en 1997, l'ex-Ministère Fédéral des Transports, de la Construction et des Affaires Urbaines allemand (BMVBS) exigeait la construction de deux superstructures séparées pour les ponts routes en béton et mixtes acier-béton, une pour chaque chaussée, afin de ne pas interrompre la circulation pendant les opérations de maintenance. Ceci était principalement lié aux nécessaires réfections de la dalle en béton, et donc, dès le départ, les ponts en acier à dalles orthotropes n'étaient pas concernés par cette exigence. Cependant, en 1997, le BMVBS a décidé d'autoriser les ouvrages à tablier unique pour les ponts mixtes acier-béton, et ce pour plusieurs raisons. La présente section consacrée aux généralités donne ces raisons ainsi que les caractéristiques des ponts mixtes à tablier unique. Dans la Section 2.4.2.2 les implications des différentes dispositions de sections transversales sont discutées en détail par rapport aux aspects structuraux et ceux concernant la fabrication (voir aussi [19]).

L'assouplissement de l'exigence concernant la construction de deux superstructures distinctes trouve son origine dans la construction d'autoroutes dans les nouveaux « Länders » allemands après la réunification de l'Allemagne. En Thuringe particulièrement, il fallait franchir un grand nombre de vallées et l'objectif était d'encourager les conceptions de ponts alliant économie et haute qualité esthétique. En fonction des conditions, ces critères pouvaient être respectés de façon très satisfaisante par des ponts mixtes à tablier unique, pour les raisons suivantes :

- **Nombre de piles** : Avec un pont mixte à tablier unique, le nombre de piles peut être réduit de moitié par rapport à un pont à deux tabliers. Par conséquent, la perspective de la vallée n'est pas aussi sévèrement obstruée qu'avec deux files de piles parallèles, et les coûts de construction des piles et des fondations s'en trouvent également réduits. Pour les ponts à tablier unique, le seuil de rentabilité est atteint à partie de hauteurs de piles de 40 à 50 mètres et au-delà, cf. [41].
- **Durabilité** : Par rapport à un pont en béton, la durabilité des ponts mixtes est supérieure en raison de la possibilité de réfection de la protection anticorrosion et de remplacement de la couche d'usure de la dalle en béton. La possibilité d'effectuer ce remplacement sans interrompre la circulation constitue une exigence préalable, et il faut que les effets des charges qui en découlent soient déjà pris en compte lors du dimensionnement, ce qui influe également sur les caractéristiques du pont, comme décrit ci-après. Un dimensionnement prenant en compte le remplacement de la dalle en béton est décisif pour le calcul de la

superstructure, car celle-ci doit être surdimensionnée pour l'état limite de service, ce qui à son tour, cependant, permet d'obtenir une structure robuste et durable sans compromettre sa compétitivité. Les considérations générales de conceptions conduisent à certaines caractéristiques des superstructures mixtes à tablier unique, qui sont exposées ci-dessous. La Figure 2.35 montre la disposition habituelle d'une superstructure mixte à tablier unique.

- **Dalle béton en console** : La dalle en béton de grande largeur, habituellement sans précontrainte, supporte les deux chaussées de circulation. En raison de sa largeur, la dalle est en général supportée longitudinalement en cinq points dans le sens transversal. Deux d'entre eux sont constitués par les semelles supérieures de la poutre-caisson, complétés par des longerons au centre et à l'extérieur. Les longerons externes sont supportés par des bracons latéraux.
- **Poutre-caisson simple en acier avec bracons inclinés et tirants** : Le caisson en acier comporte habituellement une large semelle inférieure avec des âmes inclinées. La dalle de béton en console est supportée par des bracons latéraux, souvent à sections transversales creuses. En général, le pont comporte des poutres de rive extérieures et une poutre centrale dans le sens longitudinal. Les forces déviantes des bracons latéraux sont neutralisées par des tirants au niveau des semelles supérieures. Ces tirants sont habituellement connectés sur la dalle en béton au moyen de goujons. Les contreventements et les bracons inclinés sont disposés régulièrement tous les 4 à 5 mètres.
- **Possibilité de remplacement de la dalle en béton** : La possibilité de remplacement de la dalle en béton sans interruption de la circulation sur le pont constitue une exigence. Ceci signifie que la circulation est maintenue sur un côté du pont uniquement, tandis que de l'autre côté, la dalle est retirée sur des sections de 10 à 15 mètres dans le sens longitudinal. Dans le sens transversal, il est également possible de retirer la dalle, non d'un seul bloc par côté, mais en la subdivisant ici aussi. Etant donné que la charge de trafic elle-même induit un moment de torsion élevé dans la poutre du pont, des contrepoids doivent être utilisés pour réduire cet effet. Le remplacement de la dalle en béton doit déjà être pris en compte en tant que cas de charge au cours du dimensionnement du pont. La procédure de remplacement proposée doit être exposée de façon suffisante claire dans la documentation.

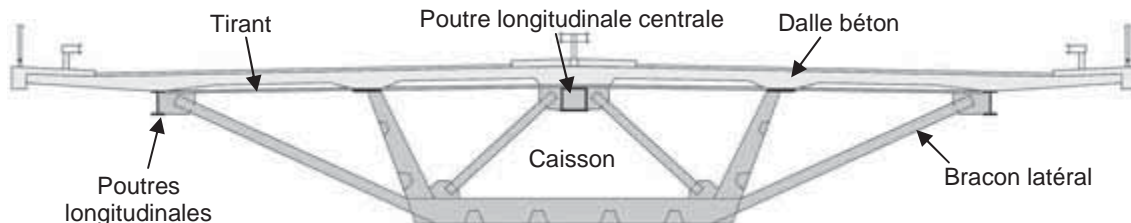


Figure 2.35 : Disposition typique d'un pont mixte à tablier unique

Le Tableau 2.3 présente un résumé des ponts à superstructure mixte monobloc réalisés en Allemagne à ce jour. Les coûts indiqués sont ceux en vigueur à l'époque de la construction.

PONT	ANNEE	LONGUEUR (m)	PORTEE (m)	HAUTEUR MAX. (m)	AIRE DU TABLIER (m ²)	SUPERSTRUCTURE						COUT (€/m ²)
						Béton		Armature / précontrainte		Acier		
						(m ³)	(m ³ /m)	(t)	(kg/m ²)	(t)	(kg/m ²)	
Wilde Gera	2001	552	30-42	110	14628	4630	0.317	895	61	2508	172	1425
Albrechtsgraben	2002	770	45-70	80	21945	8500	0.387	1500	68	5100	232	1267
Reichenbach	2002	1000	40-105	60	28500	9700	0.340	2144	75	6323	222	1140
Schwarza	2002	675	55-85	68	19238	6450	0.335	1700	88	4428	230	1138
Seßlestal	2002	320	73-88	53	9120	3300	0.362	800	88	2521	276	1349
Steinbachtal	2002	372	48-78	30	10974	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.
Dambachtal	2005	370	45-85	65	10545	4400	0.417	1000	95	2800	266	1166
Elben	2005	432	40-80	52	12312	4545	0.369	870	71	2950	240	1218
Thyratal	2005	1115	70-90	40	32893	12300	0.374	2550	78	8300	252	1216
Haseltal, Suhl	2006	845	70-175	82	24083	10200	0.423	2400	100	9400	390	1428

n.d : non disponible

Tableau 2.3 : Données concernant les ponts à tablier unique

2.4.2.2 *Influence des dispositions constructives*

Les implications du choix de différentes dispositions constructives de section transversale, qui concernent principalement la structure en acier, sont évoquées dans cette section.

- **Longerons centraux et externes** : La solution faisant appel à des longerons centraux et externes est habituellement choisie car elle simplifie la phase de construction. Les longerons servent souvent, par exemple, de chemins de roulement pour les chariots de coffrage. Par ailleurs, dans la phase finale, les longerons évitent le recours à un appui ponctuel de la dalle car un état de contraintes de traction bi-axiales n'est pas couvert par les codes, de sorte qu'il n'existe aucune expérience concernant la robustesse et la fatigue. Pour la poutre centrale, il s'agit souvent d'une section transversale fermée afin de résister aux contraintes de torsion induites par un éventuel remplacement de la dalle en béton, et dans ce cas, la section est étanche à l'air. Quant aux longerons externes, leur présence ne constitue pas une obligation, comme le montrent les exemples des ponts de Reichenbach, Steinbachtal et Nesenbachtal.

- **Tirants** : Il existe plusieurs possibilités pour positionner les tirants.
Pour un tirant noyé dans la dalle, le béton environnant offre une certaine protection, mais des précautions particulières doivent cependant être prises en cas de décomposition du béton. En outre, les effets des charges locales sur la dalle doivent être pris en compte dans le dimensionnement. La connexion destinée à introduire les forces de traction dans les contreventements est habituellement assez complexe.
Pour un tirant placé sous la dalle en béton et connecté à elle, un fonctionnement de « grille » peut être pris en compte pour l'appui de cette dalle, ce qui peut permettre d'en réduire l'épaisseur. Le tirant agit comme une poutre en béton à armature extérieure. Pour cette raison, il faut prendre en compte le fait que les goujons subissent aussi une certaine traction car ils agissent comme des étriers.
Pour un tirant placé à une certaine distance sous la dalle béton, le système structural est clairement partitionné dans le sens longitudinal et le sens transversal. Un inconvénient est le décalage existant au niveau de la jonction avec la dalle, qui provoque une flexion locale. En raison de la différence de dilatation thermique entre la dalle et le tirant, des contraintes de traction peuvent apparaître dans la dalle, ce qui doit être pris en compte pour dans la conception de l'armature.
- **Dalle béton** : La dalle en béton est habituellement composée de béton armé sans précontrainte, construite par la méthode « à reculons » (back-step method). Les configurations de dalle en béton peuvent être les suivantes :
 - Dalle à épaisseur constante, par exemple le pont sur la vallée d'Albrechtsgraben ;
 - Dalle avec renforts au niveau des longerons externes et des semelles supérieures de la poutre-caisson ;
 - Dalle « caissonnée », ce qui réduit la quantité de béton et donc le poids propre du pont. Cependant, la disposition de l'armature devient plus complexe dans ce cas.

Comme il a été dit dans l'introduction, il est indispensable que la dalle en béton puisse être remplacée sans interrompre la circulation sur le pont. Etant donné que la circulation elle-même induit un moment de torsion élevé dans la poutre du pont, il est recommandé d'utiliser des contrepoids afin de réduire cet effet. En outre, des appuis sont prévus pour supporter des entretoises horizontales provisoires, utilisées en cas de remplacement de la dalle, comme illustré dans la Figure 2.36. D'autres aspects du dimensionnement peuvent comprendre, par exemple, la nécessité que la poutre de la travée d'extrémité soit en béton afin d'éviter les forces de soulèvement dans cette travée d'extrémité lors du remplacement de la dalle en béton.

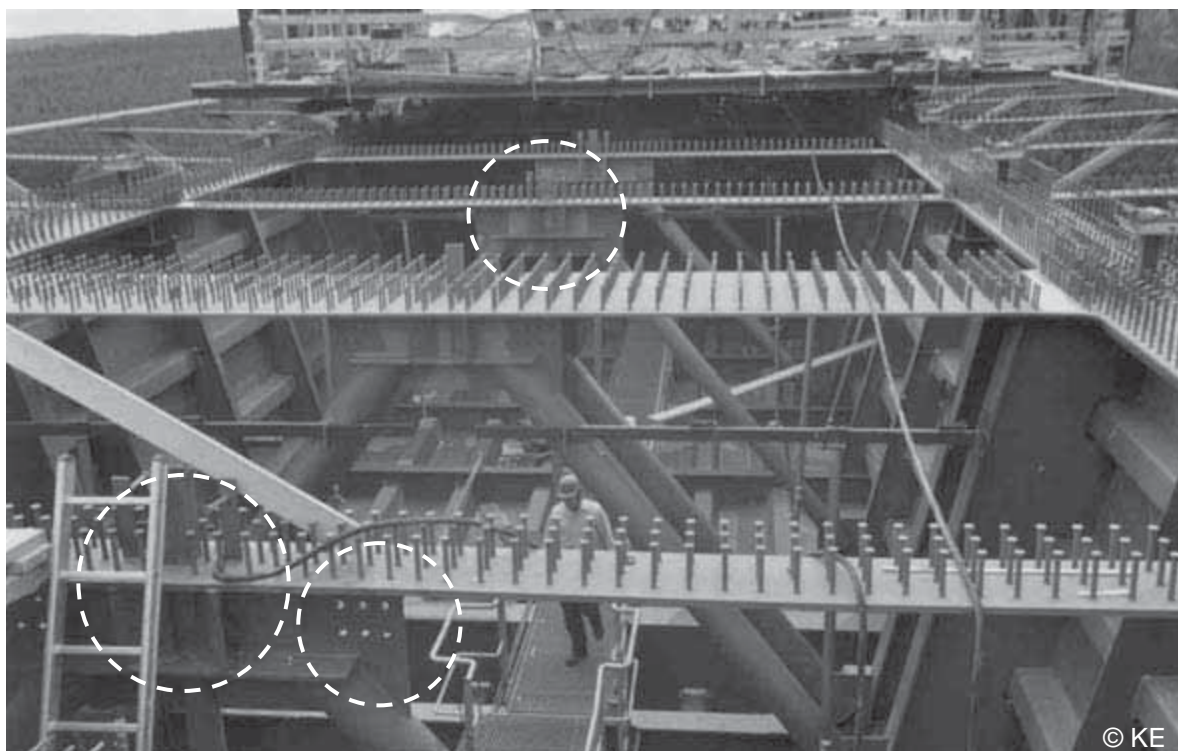


Figure 2.36 : Supports pour les entretoises horizontales utilisées en cas de remplacement de la dalle

- **Influence des dispositions constructives sur la fabrication de la dalle en béton :** Lorsque plusieurs phases sont prévues pour le coulage de la dalle en béton, on utilise habituellement un chariot de coffrage, dont la fonction est de supporter toutes les charges dues au coffrage, au béton frais et autres charges de travail. Pour le coffrage et son chariot, les caractéristiques suivantes s'appliquent :
 - Aucun étayage au sol du coffrage n'est possible, et les charges doivent donc être introduites de façon appropriée dans la superstructure en acier ;
 - Facilité de déplacement, compte-tenu de l'évitement des bracons latéraux ;
 - Peu d'emplacements d'appui disponibles ;
 - Compatibilité de la rigidité de la superstructure et de la rigidité du coffrage ;
 - Légèreté ;
 - Economie.

En fonction de ces exigences, il existe différentes configurations de chariot de coffrage, qui dépendent de la disposition de la section transversale. Les chariots de coffrage « à chemin de roulement supérieur » et « à chemin de roulement inférieur » sont présentés ci-dessous.

Chariots de coffrage « à chemin de roulement supérieur »

Pour les chariots de coffrage à chemin de roulement supérieur, des supports sont nécessaires pour introduire les charges dans la superstructure en acier. Il est possible de prévoir ces appuis en cinq emplacements au maximum dans le plan de contreventement (sens transversal) afin de pouvoir aussi transmettre les forces horizontales à la superstructure. En outre, les appuis nécessitent des réservations dans la dalle en béton. Après le coulage, les supports sont coupés sous la surface de la dalle et les réservations sont obturées ultérieurement. Ces réservations sont assez indésirables, car elles nuisent à la qualité de la dalle et, en outre, elles complexifient la disposition de l'armature dans ces zones. Il faut noter que la superstructure en acier doit être dimensionnée pour ces forces concentrées élevées, particulièrement quand le nombre d'appuis est réduit. Il faut également tenir compte du fait que le coffrage doit franchir les bracons inclinés externes. Il est couramment prévu à l'intérieur de la poutre-caisson un coffrage séparé qui peut être levé ou abaissé indépendamment du coffrage extérieur.

Pour le pont sur la vallée de Reichenbach les cinq emplacements possibles pour les appuis dans le sens transversal ont été utilisés (cf. Figure 2.37). On peut constater qu'il n'existe pas de longerons externes. En conséquence, le coffrage de la zone de dalle située au-dessus des bracons inclinés externes et de la partie en console a été réalisé au moyen de panneaux de coffrage repliables, accrochés sur le bord extérieur du chariot de coffrage. Le coffrage de la zone de dalle située à l'intérieur de la poutre-caisson a été réalisé avec des panneaux de coffrage se déplaçant à l'intérieur du caisson [70].

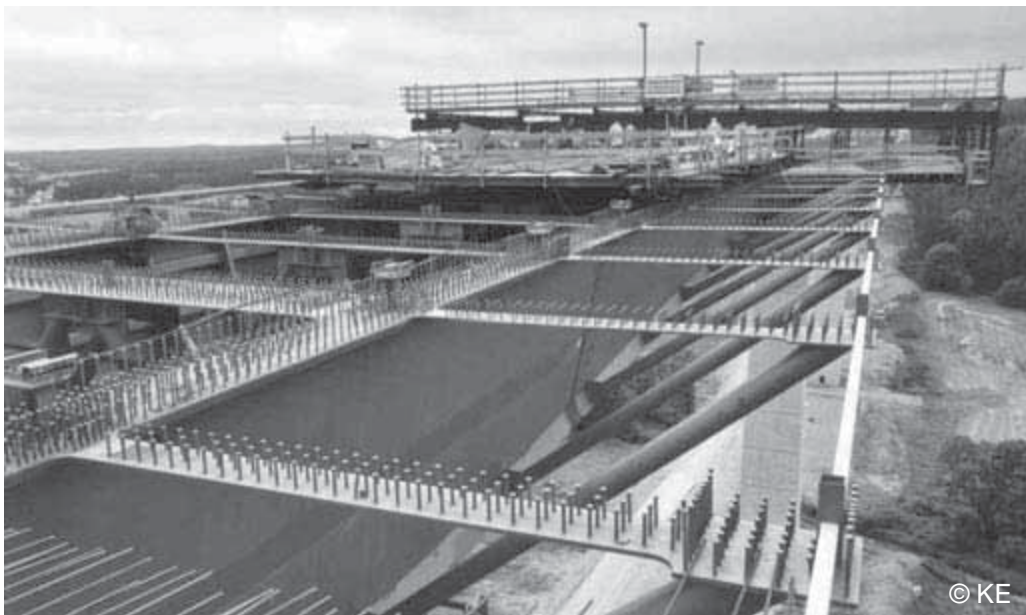


Figure 2.37 : Pont de la vallée de Reichenbach près d'Ilmenau, Allemagne, 2002
Aperçu des appuis du coffrage à chemin de roulement supérieur

Pour le pont de la vallée Wilde Gera, le nombre d'appuis dans le sens transversal a été réduit à deux, situés au niveau de la liaison entre les bracons inclinés extérieurs, les tirants et le longeron externe. En conséquence, le nombre de réservations dans la dalle en béton a pu être réduit et la qualité de la dalle s'en est trouvée améliorée. Pour la partie de la dalle en console, des panneaux de coffrage repliables, accrochés au chariot de coffrage, ont été utilisés. Le coffrage des zones situées entre les bracons inclinés a été réalisé par des panneaux de coffrage supportés par des équerres provisoires fixées sur les bracons et sur les éléments de contreventement du caisson, comme le montrent la Figure 2.38 et [18].

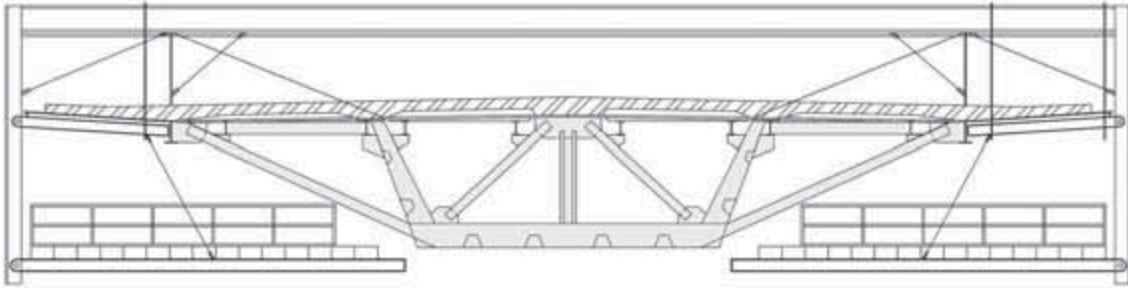


Figure 2.38 : Exemple de coffrage à chemin de roulement supérieur

Chariots de coffrage « à chemin de roulement inférieur »

S'il existe un longeron continu externe, il est avantageux d'y fixer un chariot de coffrage se déplaçant sous le pont. Outre les longerons, il est supporté latéralement par les semelles inférieures du caisson en acier. Par conséquent, il est inutile de pratiquer des réservations dans la dalle en béton pour les supports de chariot de coffrage. Bien que ceci améliore la qualité de la dalle en béton, des renforcements et des pièces de montage supplémentaires peuvent s'avérer nécessaires pour les parties en acier. Il convient d'accorder un soin particulier à la protection anticorrosion.

Pour un certain nombre de ponts franchissant des vallées, ce type de chariot de coffrage a été utilisé. Habituellement, on utilise des panneaux de coffrage repliables attachés aux chariots, accrochés et se déplaçant uniquement sur les semelles inférieures du longeron externe. Pendant le coulage du béton, les panneaux de coffrage sont également supportés par la partie en console de la semelle inférieure du caisson. A l'intérieur du caisson en acier, un système similaire à celui des chariots de coffrage à chemin de roulement supérieur est utilisé. La Figure 2.39 montre le chariot de coffrage du pont construit sur la vallée de Schwarza. Cette méthode a été également utilisée pour les ponts construits, par exemple, sur les vallées d'Albrechtsgraben et d'Elben.

Utilisation d'éléments de dalle préfabriqués

Au lieu d'une dalle en béton coulée sur chantier, une autre solution consiste à utiliser des dalles mixtes préfabriquées qui sont placées sur la structure en acier pour servir de coffrage et sont recouvertes d'une couche de béton coulée sur chantier. Le pont de Nesenbachtal [6], que l'on peut voir sur la Figure 2.40, constitue un exemple de cette solution. Bien qu'il ne supporte qu'une seule chaussée à deux voies, il possède les mêmes caractéristiques que les ponts mixtes à tablier unique : il s'agit d'une simple poutre-caisson en acier avec des bracons inclinés et des tirants. La dalle en béton est constituée d'éléments préfabriqués qui sont placés sur la traverse à une distance de 4 mètres. Les mesures ont montré que les éléments en béton préfabriqués sont capables de former une unité stable avec les parties en béton coulées sur chantier [48].



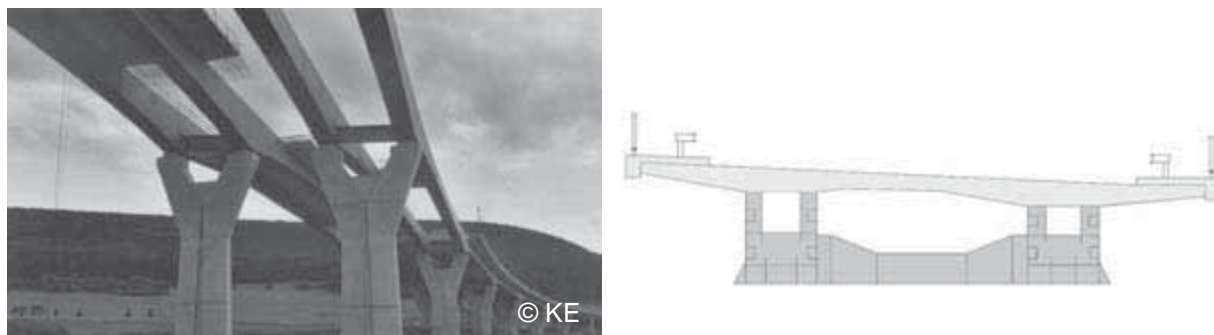
Figure 2.39 : Pont de la vallée Schwarza, Allemagne, 2002.
Vue des panneaux repliables du coffrage



Figure 2.40 : Pont de la vallée Nesenbachtal, près de Stuttgart, Allemagne, 2000

2.4.3 Ponts à poutres-caisson étanches de faible dimensions

Dans le milieu des années 1990, les ponts à poutres-caisson de faibles dimensions, qui étaient étanches et de ce fait dépourvus de protection anticorrosion à l'intérieur, ont commencé à se répandre en Allemagne. Cette conception pouvait rivaliser avec d'autres types de structures mixtes et en béton pour des portées de 30 à 80 mètres. Une section transversale courante est composée de deux poutres principales disposées dans le sens longitudinal comme illustré dans la Figure 2.41.



a) Pont de Werratal près d'Einhausen, Allemagne, 2003

b) Section courante

Figure 2.41 : Pont avec des caissons étanches à l'air

Il existait à l'origine des doutes sérieux quant aux poutres-caisson étanches et à l'efficacité de l'étanchéité comme protection anticorrosion. Cependant, cette technique était déjà largement utilisée comme protection interne, par exemple pour les éléments inaccessibles dans les arches ou les treillis comportant des profils en caisson, ainsi que pour les raidisseurs à section fermée. Les avis ont commencé à changer au milieu des années 1990, lorsque les poutres-caisson en acier continus du monorail du site d'essai du Transrapid ont été rendues accessibles, cf. [83]. Ces poutres furent construites en 1982 comme poutres-caisson étanches, avec une durée de vie prévue de 12 ans seulement. Leur inspection a montré qu'aucune corrosion ne s'était produite à l'intérieur du caisson étanche. Finalement, cela ouvrit la voie à un nouveau type de pont, qui était en outre conforté par l'amélioration des techniques de fabrication des parties en acier et les progrès de l'informatique qui facilitaient le calcul des structures mixtes. Une synthèse des ponts les plus importants, décrits dans des revues, livres, etc. [11], [13], [14], [21], [22] est donné dans le Tableau 2.4, mais de nombreux autres ponts à poutres-caisson étanches de faibles dimensions, qui ne sont pas très bien connus du public, ont été construits jusqu'à présent.

Pont	Année	Longueur (m)	Travées (m)	Largeurs de dalle (m)	Nombre de poutres	Aire de tablier (m ²)	Acier (kg/m ²)	Coût (€/m ²)
Union	2000	253,7	25-35	19.1	2 x 2	9704	n.d.	1106
Werratal	2003	1194,0	37-85	14.25	2 x 2	34029	n.d.	837
Müglitz	2003	310,0	45-55	14.25	2 x 2	8835	n.d.	n.d.
Schwentine	2003	296,0	20-52	11.5	2	3404	241	1704
Wakenitz	2004	294,5	32-55	14.9	2 x 2	8781	247	1651
Seidewitztal	2006	605,0	31-55	12.9	2 x 2	15609	n.d.	n.d.
Wiedersbach	2006	177,5	30-60	14.25	2 x 2	5059	217	1192
Schleuse	2007	680,0	40-80	14.25	2 x 2	19380	260	1028

n.d. : non disponible

Tableau 2.4 : Données publiées sur les ponts à poutres caisson étanches à l'air

Les caractéristiques des ponts-caisson avec des poutres étanches à l'air peuvent être synthétisées comme suit (cf. [74]) :

- **Appui de la dalle en béton** : Les deux âmes de chaque poutre principale assurent une condition d'appui favorable pour la dalle en béton.
- **Masse** : La faible largeur des semelles inférieures a pour conséquence une largeur efficace supérieure dans les zones de moment fléchissant négatif. Le faible espacement des appuis de la dalle en béton permettent d'utiliser des dalles d'une épaisseur maximale de 35 cm, ce qui est favorable pour le poids-propre total du pont. Une précontrainte transversale n'est habituellement pas nécessaire.
- **Fabrication** : La préfabrication des poutres-caisson est possible jusqu'au maximum de longueur autorisée pour le transport, de sorte que seuls les assemblages bout-à-bout dans le sens longitudinal nécessitent un soudage sur chantier. Les faibles dimensions des poutres-caisson permettent une manutention aisée en usine, mais elles entraînent également des positions de soudage difficiles pour les soudures situées à l'intérieur du caisson.
- **Protection anticorrosion** : Par comparaison avec une poutre en I munie de raidisseurs, les poutres-caisson ne possèdent que peu de surfaces externes et celles-ci sont planes. En outre, aucune protection anticorrosion n'est nécessaire à l'intérieur du caisson.
- **Transport** : Les poutres-caisson peuvent être transportées entières sans nécessiter un assemblage sur chantier dans le sens transversal. Leur rigidité de torsion élevée facilite leur transport.
- **Montage** : La poutre-caisson est stable au cours du montage et des phases finales en raison de sa rigidité de torsion élevée. Habituellement, les éléments sont mis en place par grue, mais on peut également utiliser la technique de lancement comme cela a été fait pour le pont de Seidewitztal [27]. Il n'y a pas beaucoup d'espace pour effectuer le soudage sur chantier et les trous de visite doivent être obturés. Il n'y a que peu de surfaces qui nécessitent une peinture finale sur le chantier de construction.
- **Temps de montage** : Le montage à la grue et la facilité d'assemblage des sections préfabriquées de grandes dimensions permettent un temps de montage très réduit n'entraînant que peu de perturbations sur la circulation.
- **Equipements** : L'équipement des poutres-caisson pour une circulation intérieure, avec par exemple les passerelles de visite, éclairages, etc. n'est pas nécessaire.
- **Maintenance** : Les coûts de maintenance de la structure en acier sont réduits car seules leurs surfaces extérieures sont apparentes. Toutefois, la maintenance d'autres équipements comme les évacuations extérieures exige davantage d'efforts. Les éléments structuraux situés à l'intérieur de la poutre-caisson ne sont pas aisément accessibles. Si une inspection de l'intérieur de la poutre est nécessaire, on peut utiliser des dispositifs sur rails, ce qui doit alors être prévu dès la phase de conception.

Le dimensionnement des poutres-caisson de faibles dimensions dépend surtout de la largeur de la dalle et de la portée principale. Pour les faibles portées, les poutres principales sont très rapprochées, d'une distance de 2 à 3 mètres. Pour les portées moyennes, la disposition habituelle consiste en deux poutres principales supportant des dalles de 11 à 16 mètres de large. Comme on peut en juger dans le Tableau 2.4, cette largeur de dalle est très courante. Pour des largeurs supérieures, on utilise un plus grand nombre de poutres principales, ou parfois des bracons et des poutres en console. Dans ce cas, l'utilisation de dalles en béton préfabriquées peut être avantageuse [75]. Une autre solution, peu répandue, est la précontrainte de la dalle dans le sens transversal, qui a été utilisée par exemple pour le Pont de l'Union à Dresde [11]. Par ailleurs, il convient de garder présent à l'esprit les faits suivants [72], [73] :

- En Allemagne, les spécifications de soudage du ZTV-ING T4 suffisent pour la fabrication de sections transversales étanches.
- Il est inutile de prévoir une épaisseur d'acier supplémentaire du fait de la corrosion.
- Un examen de l'étanchéité n'est pas nécessaire.
- Une protection anticorrosion de l'intérieur de la poutre-caisson n'est pas nécessaire. De même, les parties qui sont soudées sur chantier ne nécessitent pas de protection bien qu'une couche d'apprêt soit très souvent appliquée sur ces parties. La section de la poutre-caisson ne nécessite aucune étanchéité avant le montage.

- Une différence de pression correspondant à ± 15 K doit être prise en compte dans les calculs. Par conséquent, il convient que la fermeture des poutres-caisson sur chantier soit effectuée en fonction des températures supposées dans les calculs.
- En raison de la largeur de la semelle supérieure, l'accrochage de la dalle doit être pris en compte.
- Une inspection de l'intérieur de la poutre-caisson n'est pas nécessaire si les soudures statiquement nécessaires peuvent être vérifiées de l'extérieur.
- En conclusion, on peut affirmer que l'utilisation de poutres-caisson étanches de faibles dimensions est devenue une technique de construction moderne pour les ponts de portée moyenne en Allemagne.

2.4.4 Ponts à composants préfabriqués et béton coulé sur chantier

2.4.4.1 Généralités

En raison de la prédominance des ponts en béton pour les moyennes et faibles portées en Allemagne, il est admis que la compétitivité des ponts mixtes acier-béton peut être améliorée de façon décisive grâce à un haut degré de préfabrication. A partir du début des années 1990, Roik [76] a introduit l'idée d'utiliser des poutrelles laminées dans les ponts mixtes routiers de faible et moyenne portées, associées à des éléments en béton préfabriqués. Les principaux avantages de cette proposition sont toujours valables aujourd'hui :

- **Préfabrication** : Il est possible d'obtenir un niveau de qualité élevé : par exemple le soudage sur chantier n'est pas nécessaire et la protection anticorrosion peut être appliquée totalement en usine.
- **Temps de montage** : Le haut niveau de préfabrication permet en général la réduction des temps de montage car la circulation n'est bloquée que pendant l'installation de la poutre. Cette technique n'exige le blocage de routes ou de voies ferrées que pendant de courtes périodes.
- **Légereté** : S'il existe des infrastructures et si elles sont en bon état, elles peuvent être réutilisées.

Depuis la fin des années 1990, de nombreux ponts mixtes ont été construits avec succès grâce à un haut degré de préfabrication, et ils se sont avérés être une solution économique pour les portées de 20 à 80 mètres. Depuis le début, des tentatives ont été faites pour optimiser non seulement la structure en acier, mais aussi la méthode de fabrication de la dalle en béton. Pour les ponts à travées multiples franchissant des vallées, on utilise souvent un chariot de coffrage, ce qui ne constitue habituellement pas une solution appropriée pour les ponts de faible et moyenne portées. Ainsi, deux approches innovantes se sont développées, toutes deux étant associées au coulage du béton sur chantier :

- Poutres en acier et dalle en béton coulée sur des prédalles, voir Section 2.4.4.2.
- Poutres mixtes préfabriquées, voir Section 2.4.4.3.

2.4.4.2 Poutres en acier et dalle coulée sur prédalles

En 1989, le producteur d'acier ARBED a initié un programme de recherche destiné à optimiser le dimensionnement et la construction de ponts mixtes utilisant des poutres en acier laminées à chaud possédant des caractéristiques améliorées, comme une hauteur allant jusqu'à 1100 mm et une limite d'élasticité allant jusqu'à 460 MPa [49]. Les caractéristiques des poutrelles laminées, par rapport aux poutres soudées, sont les suivantes :

- configuration à poutres multiples espacées de 2,5 mètres ;
- poutre principale réalisée à partir de profilés laminés à chaud sans raidisseurs longitudinaux ni entretoises ;
- hauteur de construction limitée à 1100 mm ;
- épaisseurs de dalles réduites à 27 cm par rapport à l'épaisseur habituelle de 35 cm.

La principale conclusion du projet de recherche fut qu'en raison de la géométrie des poutrelles laminées, le risque de déversement de la semelle comprimée (inférieure) au niveau des appuis est réduit car l'âme assure un bon maintien élastique. Le système était déjà destiné à être utilisé avec des

éléments de dalle préfabriqués afin de réduire le temps de montage, car aucun coffrage supplémentaire n'est nécessaire et l'utilisation de ces éléments comme coffrage permanent facilite le montage. Toutefois, il était prévu que le béton des parties de dalle en console soit coulé sur chantier. Un autre inconvénient est que le transport des poutrelles laminées à chaud n'est économiquement viable que pour des longueurs allant jusqu'à 30 mètres au maximum.

En 1997, des dimensionnements standardisés furent élaborés pour les ponts franchissant les autoroutes allemandes car les exigences structurelles étaient identiques dans la presque totalité des cas. Les types de routes les plus fréquents qui nécessitent la construction de ponts sont des routes d'accès local (voies d'accès rurales, avec l'identification allemande « WW »), et des routes à deux ou trois voies classées RQ10.5 et RQ15.5 (classification allemande).

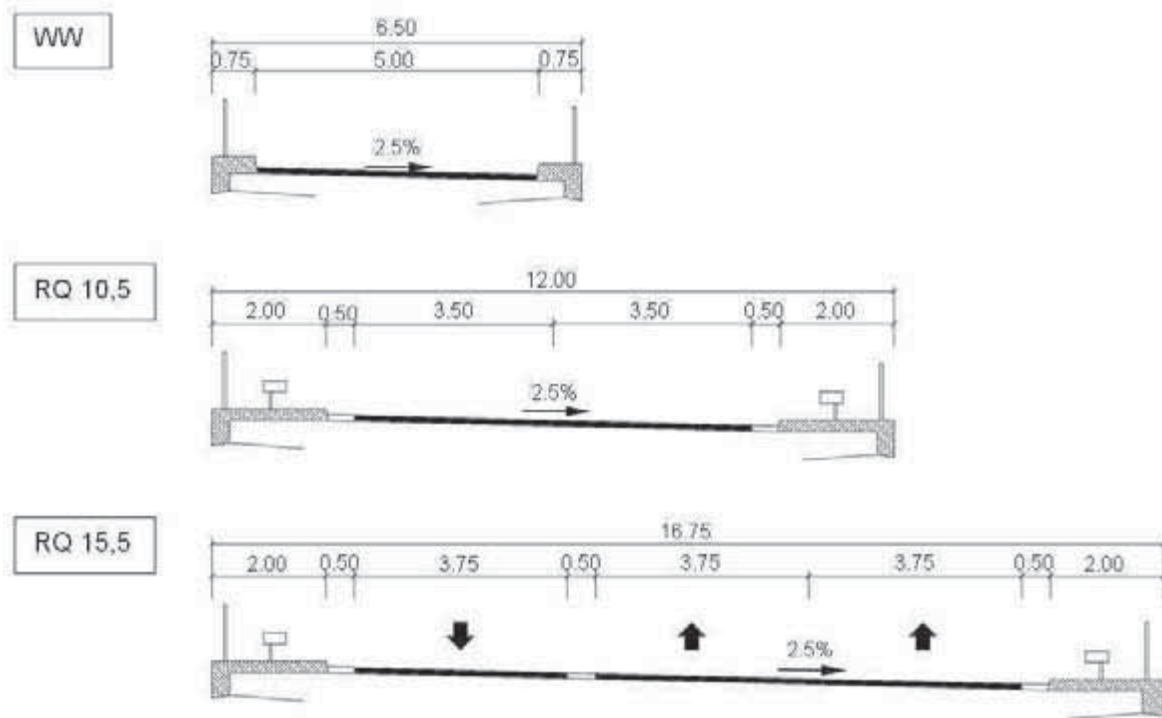


Figure 2.42 : Configurations typiques de ponts mixtes avec éléments de dalle préfabriqués
Seul le système de dalle basé sur [71] est représenté. Dimensions en (m).

L'objectif était donc d'aider les concepteurs pour la réalisation des sections transversales courantes de ponts à chaussée unique. Les différents types normalisés ont été également publiés dans [81] et [82]. Par rapport aux éléments en béton préfabriqués couramment utilisés pour la construction de bâtiments, des éléments en béton ont été élaborés ici, appelés « éléments de coffrage de grande superficie ». Ils possèdent les caractéristiques suivantes [81] :

- La connexion de cisaillement entre l'élément de coffrage et le béton coulé sur chantier est réalisé au moyen d'une armature de cisaillement de type « guirlande » dépourvue de barre d'armature supérieure. En conséquence, l'armature peut être placée facilement sans recourir à des configurations complexes.
- Ces éléments de coffrage préfabriqués sont pleinement efficaces à l'état final. Pour réaliser la connexion de cisaillement, des réservations sont prévues dans les éléments préfabriqués pour les groupes de goujons. La première étape après l'installation de ces éléments consiste à couler du béton dans ces réservations.
- Des bandes élastomères sont appliquées sur les poutres en acier afin de rattraper les tolérances et de calfeutrer un jeu éventuel entre l'acier et le béton.
- Les joints transversaux sont calfeutrés en usine au moyen de mousse de caoutchouc. Ils respectent une certaine disposition pour les raisons suivantes : l'épaisseur est réduite au niveau des joints afin d'assurer une épaisseur de béton suffisante de 4,5 centimètres. Les bords sont chanfreinés pour prévenir l'écaillage.

Pour les différents types de construction, il existe déjà des plans de répartition montrant le nombre et les emplacements les plus efficaces pour les éléments de coffrage préfabriqués.

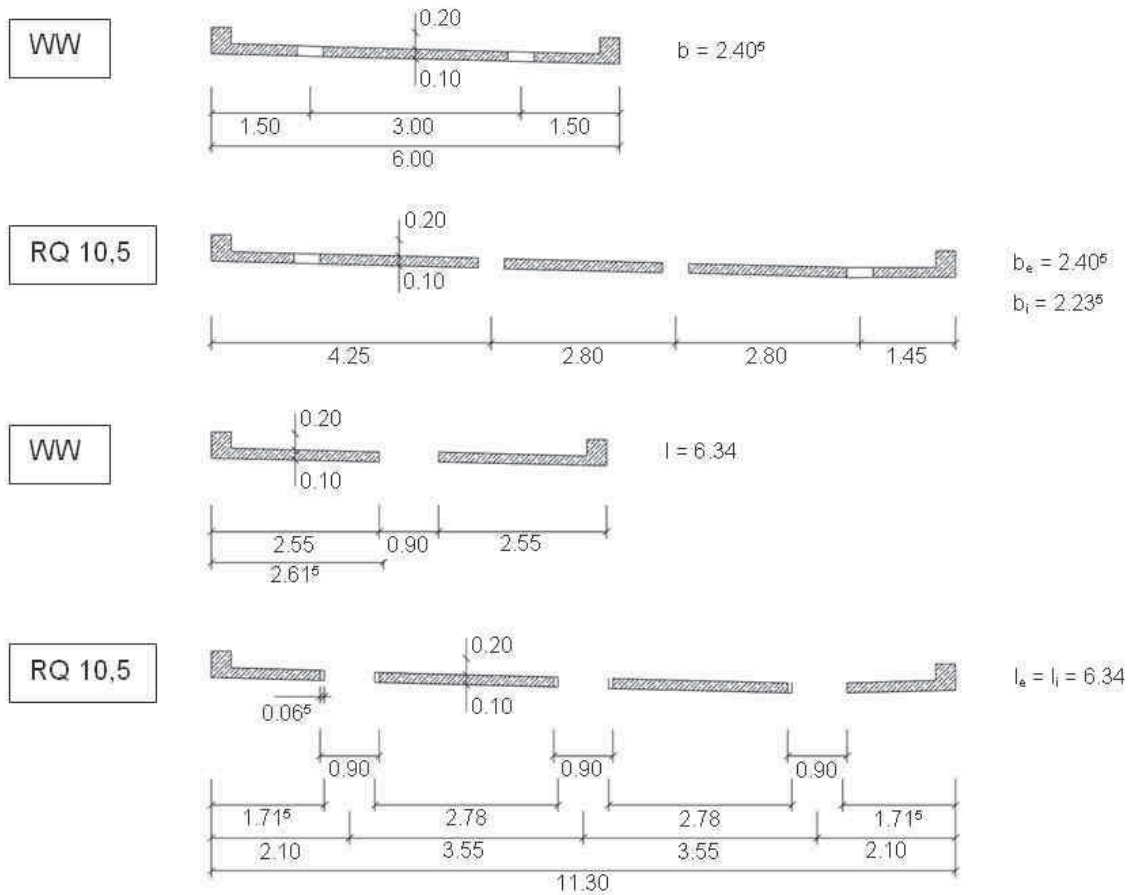


Figure 2.43 : Exemples de sections transversales d'éléments de coffrage préfabriqués basés sur [81] pour les configurations de la Figure 2.42. Dimensions en (m).

La Figure 2.44 montre un exemple de pont à poutres en acier et éléments en béton préfabriqués construit près de Ravensburg (avant la mise en place de ces éléments). On peut constater que les goujons sont groupés afin de permettre la reprise des efforts dus aux parties en porte-à-faux des éléments de coffrage.



Figure 2.44 : Montage d'un pont à poutres en acier et éléments en béton préfabriqués près de Ravensburg, Allemagne.

2.4.4.3 Poutres mixtes préfabriquées

La Figure 2.45 montre la configuration d'une poutre mixte préfabriquée courante. Elle se compose d'une poutre en acier laminée ou reconstituée par soudage à laquelle on ajoute une semelle en béton. La semelle en béton est préfabriquée en usine et la connexion de cisaillement peut être réalisée au moyen de goujons en acier verticaux ou horizontaux, en omettant la semelle supérieure en acier dans ce dernier cas, ou par une découpe particulière de l'âme. Sur le chantier, cette semelle en béton sert alors de coffrage pour l'achèvement du tablier par une couche de béton coulée sur site.

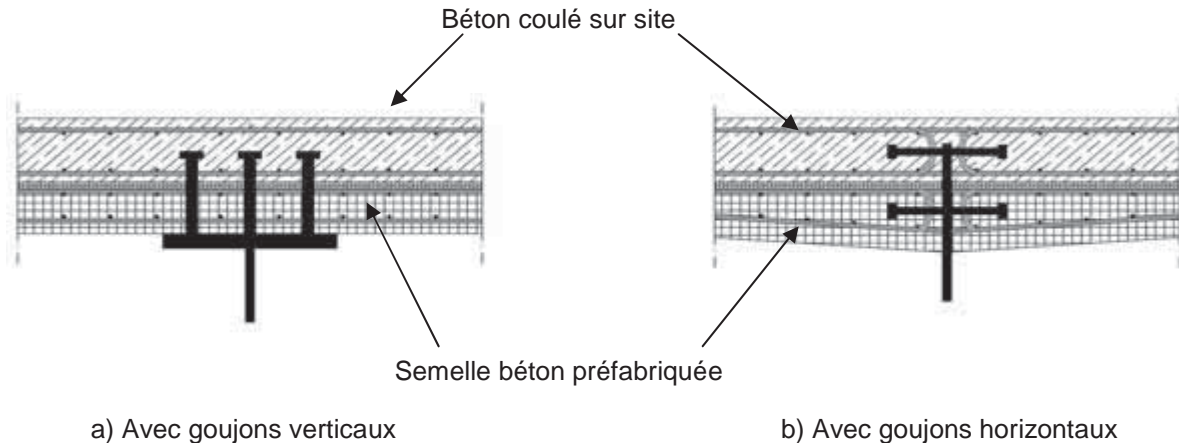


Figure 2.45 : Sections transversales courantes de poutres mixtes préfabriquées avec béton coulé sur chantier.

Les caractéristiques de ponts construits par cette méthode sont présentées ci-dessous :

- **Masse** : Dans une construction mixte traditionnelle, seule la poutre en acier est préfabriquée et acheminée sur le chantier. Habituellement, ce sont les poutres en acier qui supportent le coffrage. Dans le cas d'un montage sans étayage, le poids du coffrage et du béton génère des sollicitations élevées qui doivent être reprises par la seule poutre en acier du fait que l'action mixte n'est pas encore présente. Ceci a pour effet d'augmenter la quantité d'acier nécessaire et de diminuer la compétitivité. En revanche, lorsqu'on utilise des poutres mixtes préfabriquées, il a été démontré dans [24], [85] que l'on peut réaliser des économies d'acier pouvant aller jusqu'à 30% par rapport à une structure mixte traditionnelle car la semelle en béton, en tant qu'élément de structure, confère résistance et stabilité à la poutre en acier.
- **Fabrication** : Au cours de la fabrication de la poutre mixte en atelier, aucune charge ne s'exerce sur la section en acier. La protection anticorrosion de la poutre en acier est déjà appliquée au moment du coulage. Pendant le coulage et la prise de la semelle en béton, la poutre en acier est supportée de telle sorte qu'aucune sollicitation n'est à reprendre dans la poutre et que toute déformation est ainsi évitée.
- **Transport** : Grâce à leur légèreté, les poutres mixtes préfabriquées peuvent être acheminées et manipulées plus aisément que les poutres en béton précontraint. Le transport et la manutention de ces dernières ne peut s'envisager aisément que pour des longueurs maximales d'environ 30 à 40 mètres, en raison de leur poids propre. En revanche, les poutres mixtes préfabriquées peuvent être livrées dans de plus grandes dimensions, généralement limitées par les conditions de transport : 60 mètres par la route et 100 mètres par voies navigables, selon [85].
- **Montage** : En construction mixte traditionnelle, les poutres en acier doivent non seulement reprendre les sollicitations induites par le poids du coffrage et du béton, mais aussi être contreventées pour empêcher leur instabilité globale ou leur déversement. Toutefois, ces contreventements sont difficiles à réaliser et coûteux. L'utilisation de poutres mixtes préfabriquées simplifie considérablement cette phase car la poutre mixte assure elle-même résistance et stabilité, ce qui peut être encore amélioré par un couplage des semelles. Au mieux, il est possible de concevoir les poutres mixtes préfabriquées de telle sorte qu'aucun coffrage supplémentaire n'est nécessaire pour le coulage de la dalle en béton. Les liaisons entre les poutres mixtes préfabriquées et les éléments structuraux adjacents en béton

peuvent être aisément dimensionnés d'un point de vue structural de sorte à pouvoir être utilisés pour tous types de systèmes : poutres simples, poutres continues, ponts intégraux.

- **Temps de montage** : Le haut degré de préfabrication permet en général la réduction des temps de montage car la circulation n'est bloquée que pendant l'installation de la poutre. Aucun blocage supplémentaire de routes ou de voies ferrées n'est nécessaire si les poutres mixtes préfabriquées sont disposées de telle sorte qu'elles assurent à la fois le niveau de travail et le coffrage pour la dalle en béton coulée sur chantier.



Figure 2.46 : Montage d'une poutre mixte préfabriquée à goujons horizontaux près de Münsigen, Allemagne

- **Maintenance** : La production des poutres en atelier assure une qualité de réalisation élevée, en ce qui concerne par exemple la protection anticorrosion et la qualité du béton, de sorte que les opérations de maintenance à prévoir sont réduites. Par la suite, les poutres mixtes sont plus faciles à inspecter, en raison de leur disposition structurale plus ouverte, que les poutres en béton précontraint, ce qui est devenu une question importante pour les maîtres d'ouvrage de ponts depuis le grand nombre de cas de détériorations de ponts en béton précontraint constaté dans les années 1990.

En fonction de l'environnement du pont, les avantages des poutres mixtes préfabriquées deviennent pleinement effectifs lorsqu'elles sont utilisées avec discernement. Ainsi, elles constituent une solution compétitive par rapport aux poutres en béton précontraint. Il convient d'étudier logiquement les choix et avantages suivants lors du dimensionnement d'une poutre mixte préfabriquée :

- utilisation de nuances d'acier à haute résistance ;
- fondations peu onéreuses en raison d'une superstructure légère ;
- gêne de circulation limitée en raison de temps de montage réduits ;
- possibilité de calcul de coûts et devis précis en raison de la préfabrication ;
- systèmes structuraux modernes : ponts intégraux, réduisant les déformations et les vibrations de la superstructure élancée ;
- systèmes structuraux modernes : ponts dépourvus de piles centrales, de sorte que la circulation n'est bloquée ni pendant le montage, ni pendant la maintenance, par exemple la maintenance de l'appui au niveau de la pile centrale ;
- coûts de maintenance réduits pour les ponts intégraux sans appuis ni joints de dilatation.

Le Tableau 2.5 donne des exemples de ponts dont les données ont été publiées. Ils ne représentent cependant qu'une petite partie des ponts construits avec des poutres mixtes préfabriquées. En général, un pont mixte devient une solution alternative économique par rapport aux ponts en béton lorsqu'il n'est pas possible de réaliser un étayage des coffrages au sol pour le coulage du béton. On peut voir que tous les types de systèmes structuraux sont utilisés, bien que les ponts intégraux et les ponts à poutres continues soient bien préférables aux poutres simples. Un exemple remarquable de système à deux poutres continues est donné par le pont d'Oberhartmannsreuth [2], qui est un pont à travées multiples de grande longueur franchissant une vallée. Pour un grand nombre de ponts franchissant une voie de circulation, par exemple les autoroutes, on choisit souvent un système en portique [7].

PONT	ANNEE	LONGUEUR TOTALE (m)	TRAVEES (m)	SYSTEME STRUCTURAL	AIRE DE TABLIER (m ²)	COUT (€/m ²)
Schmuckerweg	n.d.	33,5	33,5	simple	436	n.d.
Regen	n.d.	107,6	33,4-40,8	continu	1399	n.d.
Oberhartmannsreuth	2000	201,6	34,8-44,0	continu	5860	n.d.
Unterhaching	2000	44,5	44,5	pont intégral	614	1873
Bergkirchen	2002	46,5	46,5	pont intégral	465	~ 2000
Sulzemoos	2002	48,5	48,5	pont intégral	465	2120

n.d : non disponible

*Tableau 2.5 : Données publiées concernant
des ponts à poutres mixtes préfabriquées et béton coulé sur chantier*

Un nouveau développement des poutres mixtes préfabriquées vise à réduire la quantité de soudures et de connecteurs. En conséquence, les âmes de poutres en acier laminées sont découpées de telle sorte que la géométrie créée peut être utilisée pour transmettre l'effort de cisaillement entre la poutre acier et la dalle, on parle alors de « goujons en béton ». Un exemple de ce type de pont est fourni par le pont de Pöcking décrit dans [86].

2.5 ESPAGNE

2.5.1 Introduction

A partir de diverses sources en provenance du Ministère espagnol des Travaux Publics, les informations disponibles permettent une analyse qualitative des parts de marché respectives des ponts mixtes et des ponts en acier au cours des dernières années.

La surface du pays est de 505.000 km² et l'Espagne possède plus de 164.000 km de Routes Nationales, ce chiffre ne prenant pas en compte les voies urbaines, gérées par les conseils municipaux, qui représentent environ 490.000 km de plus. En outre, la Société Nationale Espagnole des Chemins de Fer (RENFE) possède 15.700 km de voies ferrées comportant un total de 6.401 ponts.

Cependant, les informations présentées ci-après proviennent de la base de données de l'Administration Espagnole des Routes traitant des ponts construits uniquement sur les Routes Nationales. Cette base de données concerne les ponts d'une portée supérieure à 10 mètres, et les informations publiques disponibles vont jusqu'à l'année 1996 :

- 8.500 ponts, classés par typologies, 420 d'entre eux étant des passerelles piétonnières :
 - 5.509 ponts à poutres en I,
 - 506 ponts à poutres-caisson,
 - 5 ponts à haubans et
 - 17 ponts à treillis.
- En ce qui concerne le matériau de la structure, la grande majorité de ces ponts sont en béton et les chiffres concernant les ponts mixtes et en acier jusqu'en 1996 sont les suivants :
 - 82 sont des ponts en acier, voir Tableau 2.4, et
 - 159 sont des ponts mixtes.
- Les autres informations fournies par la base de données sur la typologie des structures sont les suivantes :
 - Travée moyenne maximum : 23,66 mètres.
 - Longueur moyenne : 69 mètres.

Et si l'on examine plus particulièrement les données, les ponts en acier possèdent une travée moyenne maximum de 41,11 mètres et une longueur moyenne de 109,80 mètres, et pour les ponts mixtes, ces chiffres sont respectivement de 38,5 mètres et 102,80 mètres.

Typologies de structures	Nombre de ponts en acier existants en 1996
Ponts à poutres	33
Ponts à poutres-caisson	25
Ponts à haubans	1
Ponts à treillis	17
Autres	6
Total	82

Tableau 2.6 : Ponts Routes en acier en Espagne, classés par typologies. Informations datant de 1996.

Outre les informations datant de 1996, il est possible d'obtenir certaines informations sur les activités relatives à la construction de ponts au cours de ces dernières années. Le Ministère des Travaux Publics, par l'intermédiaire de l'Administration Espagnole des Routes, a construit entre 300 et 400 ponts par an sur les Routes Nationales et environ 10 à 20 d'entre eux possèdent une structure en

acier ou une structure mixte acier-béton. Ces données peuvent aider à estimer la part de marché actuelle des ponts en acier et des ponts mixtes, soit moins de 3%.

En Espagne, il est généralement reconnu que la part de marché des ponts en acier et des ponts mixtes n'est pas représentative des capacités techniques des ingénieurs civils, des entreprises de construction métallique et des entreprises générales de génie civil du pays. Il existe certaines explications communément admises à cet état de fait, [58], [60] :

- Bien que l'Espagne ait plus de 40 ans d'expérience de structures mixtes remarquables, le coût de l'ingénierie pour la conception de ponts mixtes est plus élevé que pour des solutions basées sur l'utilisation de béton.
- Les solutions mixtes de type caisson strict, qui ont été davantage développées en Espagne, procurent des avantages supplémentaires comme l'assurance de qualité due à la production industrialisée, la réduction du temps de construction et des coûts indirects, grâce à l'utilisation de composants à haut degré de préfabrication, l'économie de matériaux consommés, mais tous ces avantages ne sont pas aisément pris en compte dans le budget et, au moins jusqu'à présent, un budget compétitif constitue l'argument primordial.
- Finalement, les ponts mixtes sont considérés comme la meilleure option dans les zones urbaines, en raison de leur qualité esthétique, ou dans les zones sismiques ou lorsque des piles élevées ou des fondations profondes sont nécessaires, en raison de la réduction sensible de poids rendue possible par les solutions mixtes. Mais, pour des ponts de portée moyenne plus conventionnels, on construit rarement des ponts mixtes en Espagne.

Selon des experts du dimensionnement et l'association indépendante espagnole de promotion de l'acier, l'APTA, [58], [60], « *l'expérience de notre pays, et celle de nos voisins européens, montre que le secteur de l'acier doit donner une impulsion résolue et active en obtenant l'appui et le soutien des autorités concernées, afin de promouvoir l'introduction de ponts mixtes.*

L'expérience française montre que grâce à l'utilisation et à l'optimisation systématiques de ces solutions sur les lignes ferroviaires à grande vitesse, il a été possible de développer un type de pont « national » à technologie d'avant-garde et très compétitif, qui peut être potentiellement exporté dans un proche avenir pour être utilisé dans les infrastructures ferroviaires dans l'Est de l'Asie, en Europe de l'Est ou en Amérique du Sud. »

2.5.2 Cadre réglementaire pour le dimensionnement des ponts

Le cadre réglementaire espagnol pour le dimensionnement des ponts métalliques et mixtes est basé sur les documents suivants :

- Pour la détermination des actions, le document obligatoire est « *Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera* », [42].
- Pour les ponts en acier, les recommandations de calcul sont couvertes par les « *Recomendaciones para el proyecto de puentes metálicos para carreteras* », [77].
- Pour les ponts mixtes, le document concerné est « *Recomendaciones para el proyecto de puentes mixtos para carreteras* », [78].
- Enfin, le Ministère des Travaux Publics a publié un manuel destiné aux ingénieurs civils afin de les aider à utiliser la recommandation espagnole pour le dimensionnement des ponts : « *Manual de aplicación de las recomendaciones RPM-RPX/95* », [79].

Les relations entre les recommandations de calcul espagnoles et les Eurocodes appropriés pour le dimensionnement des ponts mixtes acier-béton peuvent être discutées dans ce Guide grâce aux informations fournies dans une étude réalisée par le Ministère espagnol des Travaux Publics, en collaboration avec l'Association Technique et Scientifique Espagnole pour les Structures en Béton, ACHE, [1], [17].

En principe, les bases de calcul des documents espagnols sont harmonisées avec celles établies dans les Eurocodes. En fait, les documents espagnols ont été élaborés au cours de la période de transformation des Eurocodes de la version ENV vers la version EN, et, pour cette raison, les documents espagnols ont été rédigés sur la base des versions provisoires prEN.

Cependant, il existe des différences entre les Eurocodes et les recommandations espagnoles, surtout en ce qui concerne les détails constructifs des ponts. Pour étudier l'impact réel des différences entre les recommandations espagnoles et les Eurocodes sur le dimensionnement final, l'étude de cas illustrée dans la Figure 2.47 a été analysée en détail par le Ministère des Travaux Publics et l'ACHE.

Les principales conclusions tirées de cette étude de cas ont montré que les différences entre les vérifications aux états limites effectuées selon les Eurocodes ou selon les recommandations espagnoles ont un impact très limité sur le dimensionnement final, voir Figure 2.48. Les principales différences décelées dans l'étude de cas sont les suivantes :

- Base de calcul : les recommandations espagnoles sont harmonisées avec les Eurocodes.
- Actions et combinaisons d'actions : les charges variables sont nettement plus élevées dans l'Eurocode 1 Partie 2, [29], que dans l'IAP, [42]. Cependant, les différences de valeur pour les coefficients partiels (coefficient ψ pour les actions et les combinaisons d'actions et coefficient γ pour les matériaux), compensent largement ces charges plus élevées et au final, la réserve de sécurité à l'ELU est très similaire.
- Actions dues aux véhicules : l'Eurocode1 Partie 2, [29], établit un coefficient d'ajustement pour les véhicules lourds et un autre pour les charges variables uniformément réparties, et cette approche offre la possibilité d'adapter les valeurs de ces modèles de charges à la circulation prévue aux spécificités espagnoles. Pour l'étude de cas présentée, la valeur par défaut égale à 1,0 a été prise.
- Résistance de section transversale et largeur efficace : il existe des différences dans plusieurs aspects relatifs aux formulations en ce qui concerne le calcul de la section transversale, comme les largeurs efficaces, l'évaluation du fluage et de la fissuration, etc. Cependant, les résultats finaux sont très similaires dans l'étude de cas analysée et, en général, la méthodologie ainsi que l'approche possèdent une base conceptuelle commune dans les recommandations espagnoles et dans les Eurocodes pour le dimensionnement des ponts.
- Résistance de la section transversale aux moments fléchissants : sur ce point, il existe une différence très importante entre les recommandations espagnoles et les Eurocodes. Les recommandations espagnoles pour le dimensionnement des ponts mixtes RPX, [78], sont basées sur la méthode appelée « méthode élasto-plastique (EP) » pour laquelle, contrairement aux Eurocodes, il n'est pas nécessaire de classer les sections transversales, et la section transversale efficace est obtenue à partir de la répartition des déformations. En utilisant cette approche, les discontinuités aux limites entre différentes classes de section transversale disparaissent.
- Connexion :
 - o L'approche des recommandations espagnoles établie dans les RPX est plus facile à utiliser que celle fournie dans l'Eurocode 4 Partie 2, [36], et, en outre, les RPX semblent plus cohérentes car dans le calcul de la résistance de la connexion, le moment de flexion résistant est pris en compte, alors que l'Eurocode utilise le moment agissant. Pour le cas étudié, l'approche des RPX n'entraîne pas un coût supplémentaire notable dans le résultat final de la connexion par comparaison avec le résultat de l'Eurocode.
 - o Toutefois, l'approche de l'Eurocode 4 Partie 2 procure une meilleure répartition des connecteurs pour ce qui concerne la reprise du cisaillement longitudinal aux ELU, une condition supplémentaire étant imposée pour les ELS. En conséquence, la procédure des RPX pourrait être améliorée par l'amendement de limites supplémentaires concernant le nombre minimum de connecteurs de cisaillement dans les sections situées à mi-portée.
 - o En ce qui concerne le calcul des sections soumises à des moments fléchissants négatifs, la méthode fournie par l'Eurocode 4 Partie 2 pourrait être amendée afin de clarifier la façon dont la connexion doit être calculée lorsque le moment agissant est supérieur à $M_{el,Rd}$.

Toutes les conclusions qui précèdent ont été tirées, après une analyse détaillée, de l'étude de cas présentée dans la Figure 2.48, afin d'évaluer les conséquences de l'application des Eurocodes au dimensionnement des ponts mixtes en Espagne ; cependant, afin d'établir les impacts économiques découlant de l'utilisation des recommandations espagnoles ou des Eurocodes, il serait nécessaire d'effectuer une autre analyse prenant en compte des paramètres tels que la portée, la typologie du pont, les détails constructifs et les coûts de fabrication de la structure... Mais, dans le cadre de ce Guide, ces conclusions suffisent pour relever et souligner les principales différences entre les recommandations espagnoles et les Eurocodes pour le dimensionnement des ponts.

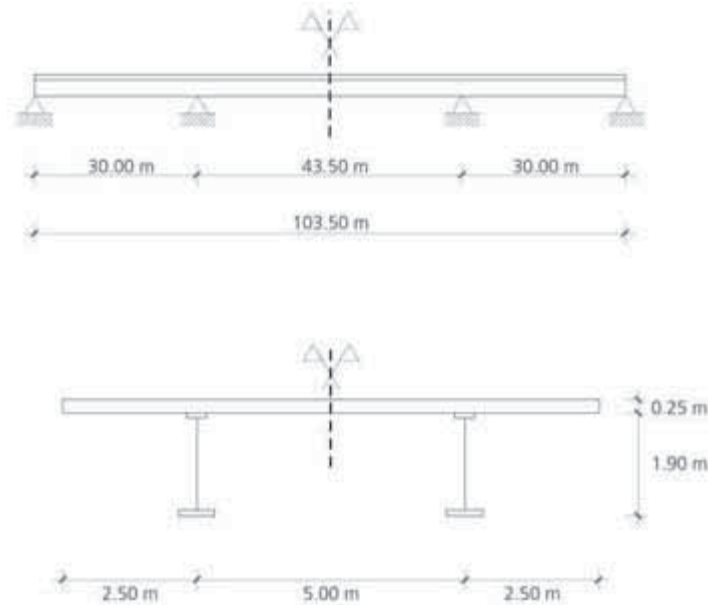


Figure 2.47 : Etude de cas pour une comparaison entre les recommandations espagnoles et les Eurocodes pour le dimensionnement des ponts en acier et des ponts mixtes acier-béton [1][17]

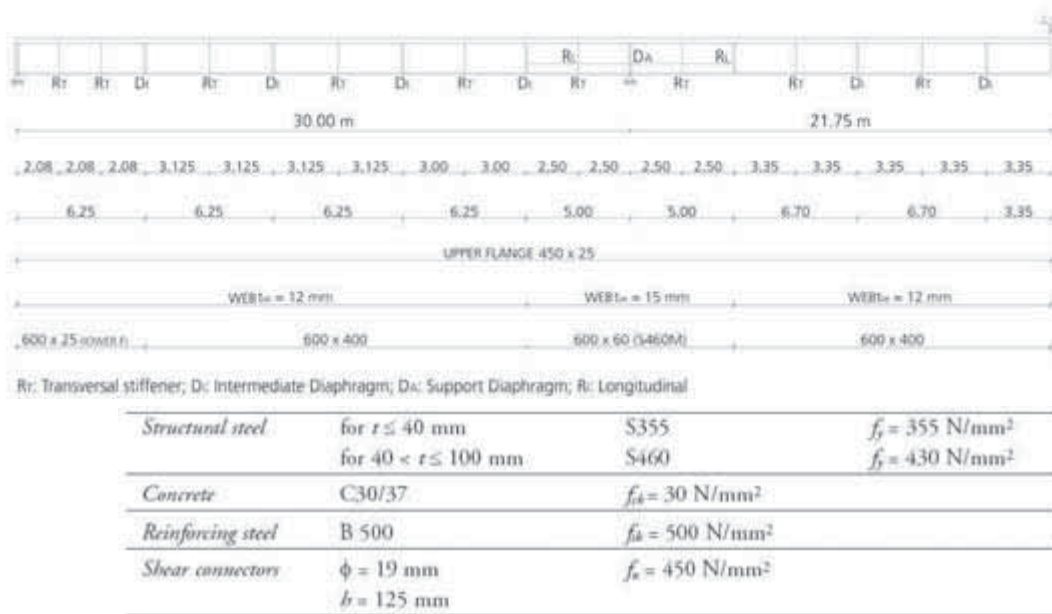


Figure 2.48 : Calcul final des sections et des dispositions des raidisseurs et des diaphragmes [1][17]

2.5.3 Exemples de ponts

La préférence donnée en Espagne aux poutres caisson, aussi bien pour les ponts en acier que pour les ponts mixtes, ainsi que le recours fréquent à l'action doublement mixte dans les structures de ponts sont largement reconnus, [5], [80]. Les ingénieurs civils espagnols Martínez Calzón et Fernández Ordoñez (voir le site internet www.mc2.es et la Figure 2.49) ont adopté, il y a 35 ans, des approches innovantes pour les ponts mixtes.



Pont Juan Bravo, Madrid, 1970
Rapport hauteur/portée = 1/40
Utilisation d'acier patinable



Pont del Diablo, Barcelone, 1972
Portée de 100 m
Caissons mixtes triangulaires jumelés



Pont sur la Rià de Ceirvana, Bilbao, 1978
Première utilisation de l'action doublement mixte dans le monde

Figure 2.49 : Exemples de ponts innovants en Espagne [60]

Pour expliquer de façon plus détaillée l'utilisation de l'action doublement mixte, l'exemple du viaduc de Tina Menor sur l'autoroute Cantábrico, dans la section 2.5.3.1, présente une étude de cas complète illustrant cette typologie de pont mixte à section en caisson.

En Espagne a été développée une approche innovante d'action doublement mixte appelée « pont mixte à caisson strict », [54], [59] hybride entre le système bipoutre français et le caisson à action doublement mixte espagnol, qui combine le comportement de la section ouverte à mi-portée et celui d'une section fermée doublement mixte dans la partie du pont soumise à une flexion négative, au niveau des appuis intermédiaires. Une autre innovation consiste à remplacer les contreventements de torsion inférieurs situés à mi-portée des travées par des dalles préfabriquées. Voir dans la Figure 2.51 l'exemple du viaduc d'Arroyo de las Piedras sur la ligne ferroviaire à grande vitesse entre Cordoue et Málaga, où est présentée une étude de cas illustrant l'utilisation du concept de pont mixte à caisson strict.

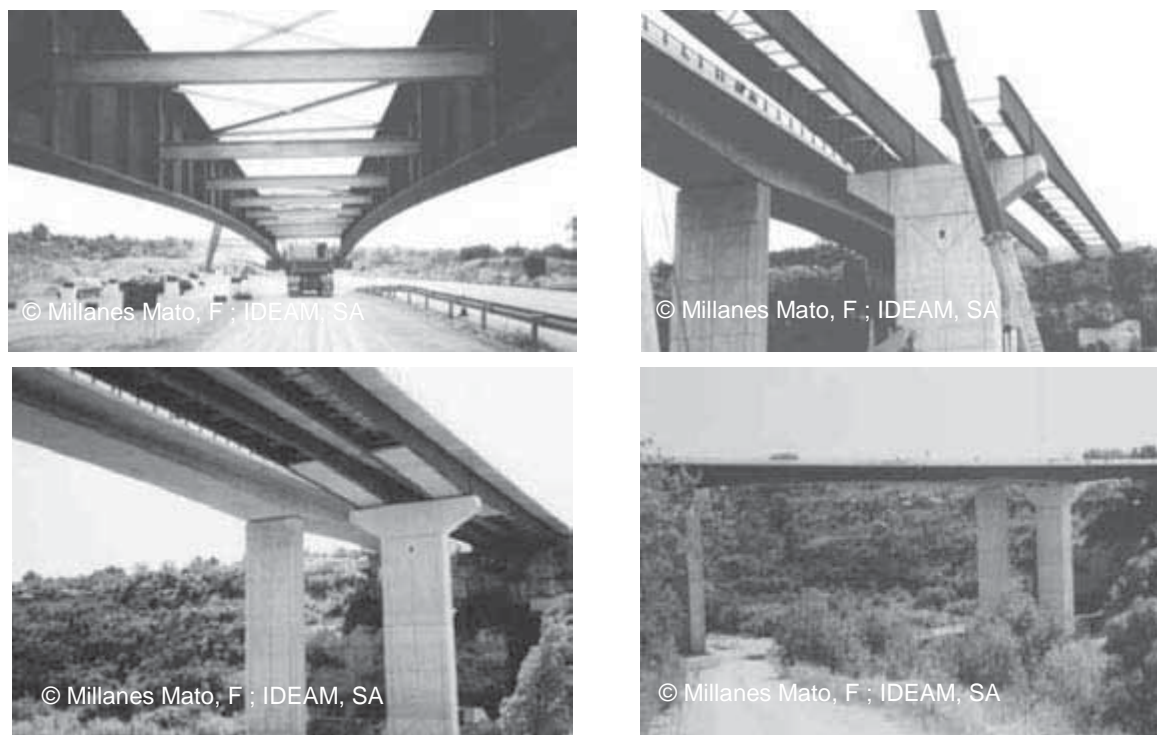


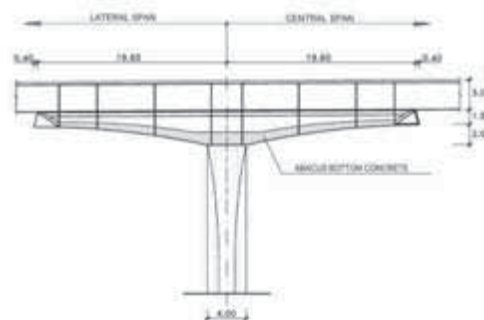
Figure 2.50 : Pont Betxi Borriol, Valence [60]

Bien que ce Guide de conception concerne essentiellement les ponts caissons et les ponts bipoutres, la Figure 2.51 donne d'autres exemples d'applications espagnoles de ponts mixtes : système « Abaques » pour un lancement de ponts à hauteur variable, ponts à arches mixtes et ponts mixtes à haubans.

Les sections suivantes, comme précédemment mentionné, s'intéressent particulièrement à ces spécificités espagnoles et proposent des exemples offrant un aperçu de l'état des techniques et de la pratique courante à partir des ponts mixtes les plus construits en Espagne, sachant que les limites de ce Guide ne permettent d'exposer que quelques études de cas.



© Martinez Calzon, J ; MC2 E de I SL

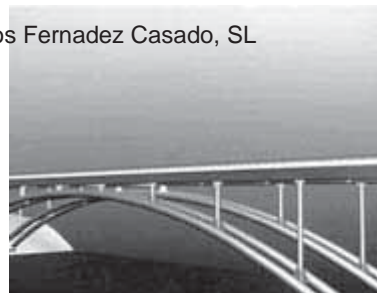


Pont de l'Arenal, Cordoue, 1993. [55]

Utilisation du système Abaqus pour le lancement de ponts à hauteur variable



© Manterola Armisen, J ; Carlos Fernandez Casado, SL



Pont sur la rivière Escudo : arche tubulaire mixte [52]



© Pantaleon Prieto, M.J ; APIA XXI SA



Pont sur le rio Tajo : section en caisson doublement mixte [51]



© Lombart Jaques, JA ; EIPSA



Viaduc de Escaleritas : Pont mixte haubanné [66]

Figure 2.51 : Autres exemples de ponts métalliques en Espagne

2.5.3.1 *Viaduc de Tina Menor sur l'autoroute Cantabrico*

Le viaduc sur la rivière Tina Menor permet à l'autoroute Cantabrico de franchir l'estuaire à San Vicente de la Barquera, petite ville touristique près de Santander. Le maître d'ouvrage est le Ministère des Travaux Publics, et sa conception est due à Javier Manterola Armisén, Antonio Martínez Cutillas et Armando López Padilla de la société de construction Carlos Fernández Casado, [53], [56].

La longueur totale du viaduc, voir Figure 2.52, est de 378,50 m avec quatre travées de 64,25, 125,00, 125,00 et 64,25 m. Il est important de noter que les deux premières travées sont dans un alignement circulaire de 600 m de rayon et que les deux dernières travées s'inscrivent dans une courbe de transition, avec un changement de signe de la courbure.

La structure du pont est une poutre continue avec une section en caisson mixte acier-béton. Les dimensions principales de la section transversale du caisson, Figure 2.53, sont les suivantes : hauteur constante de 6,50 m et largeur constante de 10,0 m. La dalle en béton a une épaisseur totale de 0,32 m et a été construite au moyen de dalles nervurées préfabriquées d'une épaisseur minimum de 0,06 m avec une épaisseur supplémentaire de 0,26 m de béton coulé sur chantier.

Pour obtenir les 30,00 m de largeur correspondant aux deux chaussées de l'autoroute, la section du caisson comporte un treillis latéral, voir Figure 2.54. En outre, le treillis latéral contribue de façon significative à la rigidité de torsion de la section, environ 25% de celle assurée par la seule section du caisson.

L'épaisseur de la semelle inférieure de la poutre-caisson varie de 20 à 30 mm et celle de l'âme varie de 15 à 30 mm. La réduction significative de l'épaisseur de la semelle inférieure, ainsi que la satisfaction de l'exigence de raidissement, sont obtenues grâce à l'utilisation du concept d'action doublement mixte. Au niveau des appuis, les sections comportent une dalle en béton armée, connectée à la semelle inférieure du caisson, avec une épaisseur de dalle variant de 0,20 m à 0,70 m.

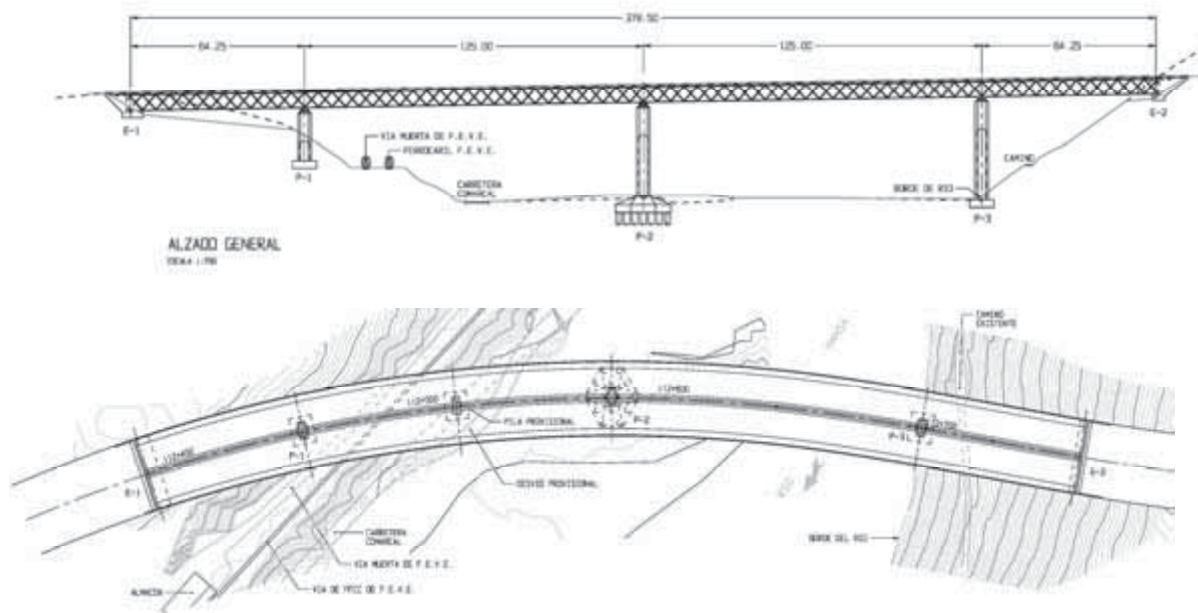


Figure 2.52 : Le viaduc de Tina Menor, élévation et vue en plan [56]

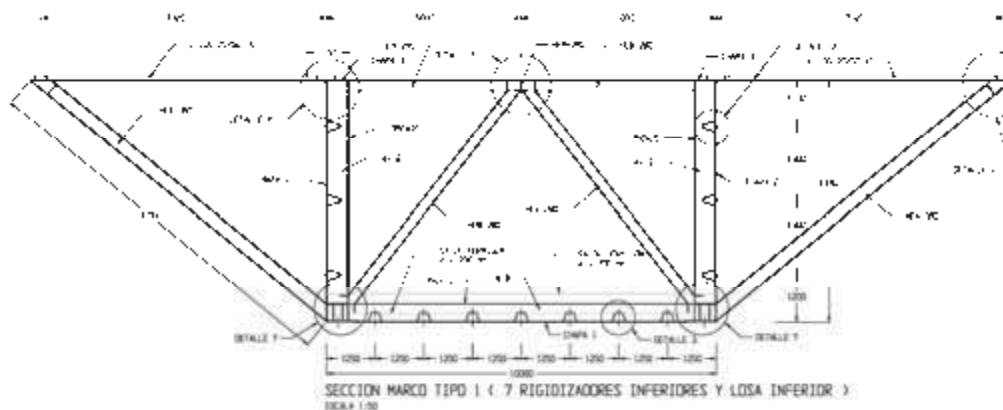


Figure 2.53 : Le viaduc de Tina Menor, section transversale.
 Détail de la dalle béton dans la semelle inférieure (en jaune)
 permettant à obtenir l'action doublement mixte pour les sections à proximité des piles [56]

Le tablier est précontraint transversalement dans sa totalité, et la construction a été réalisée au moyen d'appuis provisoires pour les deux premières travées et pour la moitié de la troisième travée. La procédure de construction utilisée pour les autres parties de la structure était un lancement incrémentiel en raison de la difficulté de montage dans certaines zones du site du pont, voir Figure 2.55.



© Martinez Cutillas, A ; Carlos Fernandez Casado, SL

Figure 2.54 : Le viaduc de Tina Menor, treillis latéral [56]

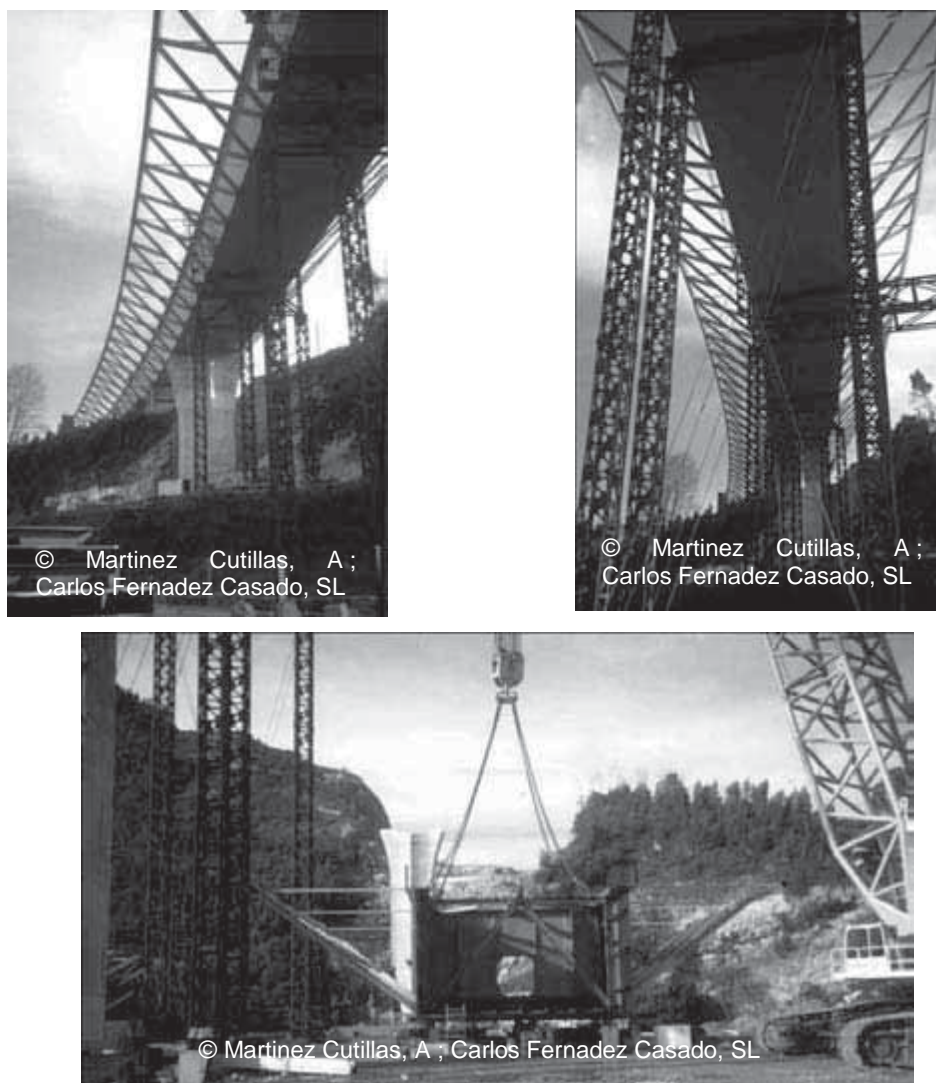


Figure 2.55 : Le viaduc de Tina Menor, construction étagée [56]

2.5.3.2 Viaduc d'Arroyo de las Piedras sur la ligne à grande vitesse Cordoue-Malaga

Le viaduc d'Arroyo de las Piedras représente une solution innovante dans le domaine des ponts mixtes acier-béton pour les lignes ferroviaires à grande vitesse. Sa conception est due à Francisco Millanes, Javier Pascual Santos et Miguel Ortega Cornejo de l'IDEAM, [59], [61], et il est le premier pont mixte pour voie ferrée à grande vitesse construit en Espagne.

Selon la « nouvelle tradition espagnole », la section transversale adoptée est le « caisson strict », basé entre autres sur l'utilisation de la double action mixte dans une section en caisson, pratique déjà courante en Espagne pour les ponts routiers. Mais pour ce pont, plusieurs innovations ont été adoptées, qui offrent de ce fait une nouvelle approche de l'action doublement mixte dans les ponts.

Avant de présenter les détails de la section transversale, il convient d'en expliquer le concept de façon plus approfondie ; la conception repose au départ sur une solution bipoutre classique, à âme pleine, fréquemment utilisée en France et dans toute l'Europe, améliorée selon le concept du caisson strict, mais en conservant les avantages du bipoutre. Une des innovations a consisté dans l'utilisation de l'action doublement mixte non seulement dans les zones de flexion négative mais aussi sur tout le reste du pont, afin d'obtenir la rigidité de torsion exigée pour résister aux actions dynamiques et aux charges excentriques exercées par les trains circulant sur une voie.

La structure est une poutre mixte continue avec des travées de 50,40 m + 17 x 63,50 m + 44,00 m + 35,00 m. A l'époque de sa conception et de sa construction, il constituait le viaduc de plus longue portée de son type pour les ponts ferroviaires à grande vitesse, 0,50 m de plus que le viaduc d'Orgon situé sur la ligne du TGV Méditerranée en France ; quant aux piles, plusieurs d'entre elles dépassent 93 m de hauteur, voir Figure 2.56.



Figure 2.56 : Le viaduc Arroyo de las Piedras [61]

La section transversale du tablier est constituée de deux poutres en I de 3,85 m de hauteur, et d'une dalle en béton de 14 mètres de large, connectée à la semelle supérieure, dont l'épaisseur varie de 0,41 m dans l'axe longitudinal à 0,22 m sur les bords. La section transversale mixte résultante (cf. voir Figure 2.57) possède une hauteur totale constante de 4,26 m.

A ce stade de la description, la section transversale adoptée pourrait paraître sensiblement similaire aux solutions bipoutres habituelles fréquemment utilisées en France, mais elle présente plusieurs modifications intéressantes décrites ci-dessous, [61] :

- A la place des diaphragmes, on utilise des contreventements par entretoisement, de la même hauteur que la poutre principale. Cette amélioration facilite l'assemblage sur chantier, réduit le poids d'acier et le volume de soudage nécessaire. Ces entretoisements sont positionnés tous les 8 m sur la longueur du pont.
- Le treillis en acier inférieur est remplacé par des dalles préfabriquées de 2 m de large et de 14 cm d'épaisseur. A mi-portée, les dalles préfabriquées ne sont pas connectées entre elles, et chacune est connectée sur un mètre seulement aux semelles inférieures afin de transmettre les flux de cisaillement en torsion entre les poutres principales et les dalles. Cette solution garantit ainsi la rigidité de torsion exigée, qui est même supérieure à celle obtenue avec le treillis en acier inférieur habituel.
- En ce qui concerne les poutres en acier, elles ont été fabriquées avec deux cellules triangulaires externes au lieu de raidisseurs d'âme longitudinaux, voir Figure 2.58. Ces cellules améliorent la stabilité des semelles et des âmes comprimées au cours du lancement et dans les conditions de service. En outre, l'adoption de la cellule externe inférieure et de la semelle mixte inférieure, résultant de la solution précédemment décrite, constitue un excellent système pour améliorer la résistance de l'âme aux charges concentrées exercées au cours du lancement. Par ailleurs, des raidisseurs verticaux sont positionnés tous les 4 m.
- En ce qui concerne la semelle supérieure, des profils IPN transversaux sont connectés à la dalle supérieure tous les 2 m environ de sorte à former un tablier mixte acier-béton, permettant une réduction du poids total du pont.

En résumé, la section transversale habituelle dans les zones de flexion négative est similaire à celle de la mi-portée, mais avec la différence que l'action doublement mixte est assurée par le béton coulé sur chantier sur la semelle inférieure pour obtenir la pleine collaboration des dalles préfabriquées. La dalle inférieure s'étend sur 13,90 m de part et d'autre de chaque pile dans les travées de 63,50 m, et un peu moins dans les travées plus courtes. L'épaisseur de la dalle varie entre 25 cm à l'extrémité et un maximum de 50 cm dans la section située au droit des piles. La dalle est connectée au moyen de goujons et d'une armature passive aux semelles des poutres.

Grâce à l'action doublement mixte, l'épaisseur maximum des tôles en acier du pont est de 40 mm, beaucoup moins que dans la solution bipoutre classique. La procédure de construction utilisée était le lancement du pont à partir des deux culées, voir Figure 2.59.

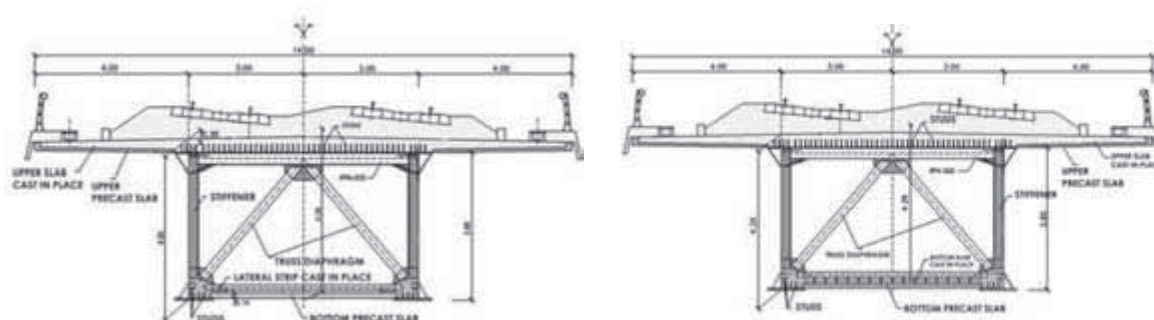


Figure 2.57 : Section transversale à mi-portée (gauche) et au niveau des appuis (droite) [61].



Poutres à âme pleine de la section transversale



Poutre à cellules triangulaires externes



Dalles préfabriquées pour la semelle supérieure



Dalles préfabriquées et béton coulé sur chantier pour la semelle inférieure

© Millanes Mato, F ; IDEAM SA pour les 4 photos

Figure 2.58 : Dispositions constructives de l'ouvrage [61].



Lancement



Lancement



Détail du système de lancement,
câbles et vérins



Franchissement d'une pile

© Millanes Mato, F ; IDEAM SA pour les 4 photos

Figure 2.59 : Plusieurs étapes du lancement [61].

L'acier utilisé pour la structure principale est l'acier patinable S-355 J2G2W Cor-Ten, convenant aux conditions climatiques de la zone où le pont est situé. Pour les treillis de diaphragmes internes, parfaitement accessibles pour les inspections et les opérations de maintenance, de l'acier au carbone a pu être utilisé, permettant ainsi une réduction du coût global du pont, quand celui intègre les coûts de maintenance.

2.6 SUEDE

2.6.1 Introduction

La Suède est un grand pays d'une surface égale à celle de la France mais qui ne compte que 9 millions d'habitants. Elle possède en conséquence de longues routes avec peu de circulation. La plupart des routes n'ont que deux voies de circulation, une dans chaque sens, et les autoroutes possèdent deux voies dans chaque sens. Dans ce dernier cas, il est courant de construire un pont pour chaque sens de circulation. Cette solution est évidemment plus coûteuse qu'un seul pont large regroupant les quatre voies. Malgré tout, les maîtres d'ouvrage la préfèrent en raison d'une meilleure flexibilité pour la maintenance et les réparations. Ceci signifie que les ponts mixtes suédois sont relativement étroits, avec des largeurs ne dépassant pas 13 m, et la solution couramment adoptée est un pont bipoutre en I. En moyenne, il se construit 100 ponts routiers par an en Suède, et la part de marché des ponts mixtes est d'environ 40%.

Pendant longtemps, les ponts ferroviaires étaient construits uniquement en remplacement de ponts anciens mais à présent, on assiste à une renaissance des voies ferrées. Actuellement, une nouvelle ligne ferroviaire, d'une longueur de 190 km, est en cours d'achèvement sur la côte septentrionale. Elle comporte 120 ponts, dont beaucoup parmi les plus grands sont des ponts mixtes. De plus, 140 nouveaux ponts routiers vont être construits sur la côte occidentale suédoise.

2.6.2 Ponts autoroutiers

Le pont de Rångedala constitue un exemple typique de pont autoroutier moderne en Suède. Il est situé sur la route nationale E6 dans le sud-ouest du pays. Il s'agit d'une autoroute à quatre voies et le pont est séparé en deux structures distinctes, chacune d'elles supportant deux voies (voir les Figure 2.60 et 2.61). Les données générales de ce pont sont les suivantes :

Travées :	54+4x70+54 m ;
Largeur de tablier :	9,75 m ;
Type :	Poutres en I jumelées de 2,6 m de hauteur ;
Acier :	Poutres hybrides en S460 et S355 ;
Béton :	C35/45 - 1,30 m ² par poutre ;
Poids d'acier :	1 480 tonnes ou 196 kg/m ² .

Ce pont a été conçu conformément au code de dimensionnement suédois Bro 2004 [9]. Les charges de trafic sont légèrement inférieures à celles de l'EN 1991. Le code exige une analyse globale élastique et une résistance élastique, mais il autorise l'utilisation de la résistance post-critique pour le flambement. Pour la respiration, il existe une limitation de contraintes concernant les contraintes critiques, qui dimensionnent habituellement l'épaisseur d'âme à mi-portée. La fatigue provoquée par la circulation ne gouverne habituellement pas le dimensionnement ; ici, le nombre de cycles est fixé à 100 000 cycles ou 400 000 cycles (routes principales comme l'E4, l'E6 ou certains ponts situés en zone urbaine comme Stockholm).

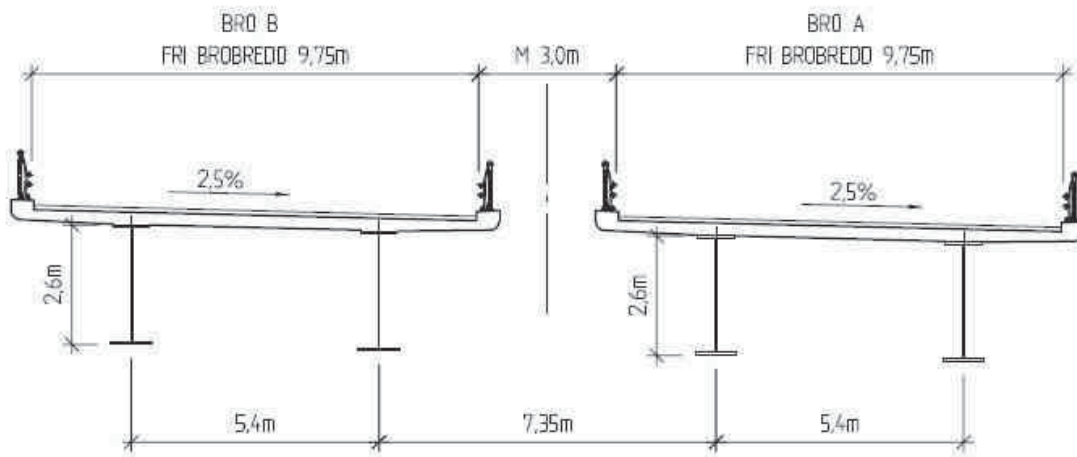


Figure 2.60 : Section transversale du pont de Rangedala, Suède



Figure 2.61 : Le pont de Rangedala, Suède, en cours de montage

2.6.3 Ponts intégraux

Les coûts de maintenance constituent un problème toujours plus aigu pour les administrations en charge des routes dans le monde entier, et les ponts ne font pas exception à la règle. Un moyen de réduire le besoin de maintenance future, ainsi que le coût d'investissement, est la construction de ponts dépourvus de joints de transition. Il s'agit là d'une solution économique, mais la question est de savoir quelle est la longueur maximale de pont pouvant être ainsi autorisée. Ce critère n'est pas uniquement gouverné par l'absence de joints de dilatation, mais aussi par la résistance des pieux aux déformations imposées par la température et la circulation. Aux Etats-Unis, les déformations imposées sont négligées, et un pont d'au moins 300 m de long a été construit selon ce concept. Dans les années 1980, quelques ponts intégraux ont été construits en Suède. La plupart des ponts de

faible et moyenne portée en Suède sont semi-intégraux : ils ne comportent pas de joints sur la surface de la route mais ils reposent sur des appuis. Lors d'un projet mené à l'Université de Technologie de Lulea, des recherches ont été effectuées pour savoir si l'utilisation de pieux à section transversale cruciforme convenait pour la construction de ponts intégraux, en procédant à des essais à échelle réelle. Dans le cadre de ce projet, un pont a été construit dans la province suédoise de Västerbotten, et achevé en Septembre 2000. Ce pont est un pont mixte à travée unique d'une portée de 37,15 m.

Afin de réduire les contraintes de flexion provoquées par la flèche du pont, les travaux ont été réalisés de la façon suivante :

1. Huit pieux, X180•24 mm, ont été utilisés pour chaque culée. Ces pieux sont orientés à 45 degrés par rapport à l'alignement des appuis, réduisant ainsi les contraintes de flexion imposées par la charge de trafic.
2. Les poutres en acier ont été montées sur des appuis en acier situés sur la partie inférieure du mur de culée. De manière conservatrice, les poutres ont été dimensionnées comme des poutres sur appuis simples, sans prise en compte de l'encastrement assuré par les culées.
3. Le coffrage des ailes latérales a été retiré, faisant ainsi subir aux pieux en acier une rotation dans le sens inverse de celui imposé par la circulation. En d'autres termes, les pieux ont été précontraints pour compenser les rotations ultérieures provoquées par le poids propre et la circulation.
4. Les parties supérieures des murs de soutènement ont été coulées simultanément avec le tablier en béton du pont.
5. Le remblai situé derrière les murs de soutènement a été comblé, et le revêtement ainsi que les garde-corps ont été placés sur le pont.

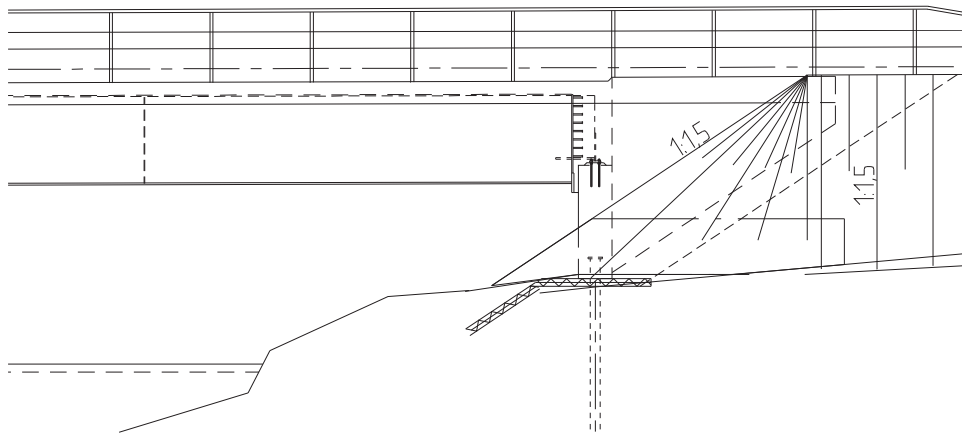


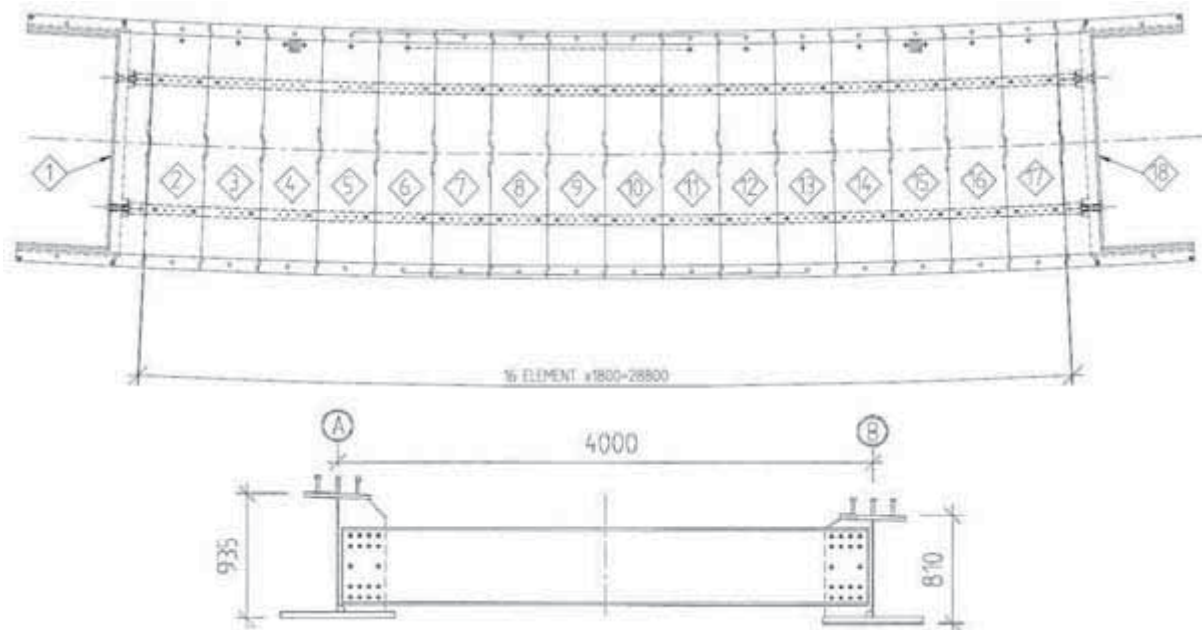
Figure 2.62 : Pont intégral supporté par des pieux en acier situés derrière le mur de culée

2.6.4 Ponts à dalles de tablier entièrement préfabriquées

Plusieurs ponts routiers en Suède ont été construits avec des tabliers entièrement préfabriqués. La plupart d'entre eux possèdent des joints transversaux avec un jeu de 400 mm pour le système de recouvrement. Les connecteurs de cisaillement sont habituellement regroupés, en général au niveau des joints entre éléments préfabriqués, avec un entraxe de 1,8 m. Après le positionnement des éléments sur les poutres, les joints ainsi que les réservations destinées aux goujons de cisaillement sont bétonnés. A partir des résultats obtenus à l'Université de Technologie de Lulea, une nouvelle solution innovante est présentée ci-dessous.

En 2002, le pont routier suédois AC 1684 a été construit pour franchir une voie ferrée, à Norrfors, en remplacement d'un ancien pont, étroit et en mauvais état. Il s'agit d'un pont mixte à travée unique d'une portée de 28 m. Son tablier a été conçu pour être préfabriqué, en 16 éléments de béton, tous étant assemblés à joints secs. Les coûts de construction ont été estimés un peu supérieurs à ceux d'un pont en béton conventionnel, mais étant donné que la gêne du trafic ferroviaire pouvait être réduite, cela valait la peine d'essayer ce nouveau concept. Un des défis était l'exigence que le pont soit assemblé en moins de 24 heures. Ce délai était imposé par le temps pendant lequel l'alimentation

électrique de la voie ferrée pouvait être coupée. La Figure 2.63 montre un plan de ce pont. Comme on peut le voir, le pont est incurvé et le tablier présente une pente unique, ce qui complique la géométrie tant pour les éléments en béton que pour les poutres en acier. De hautes exigences ont dû être satisfaites par toutes les parties en acier qui se trouvaient en contact avec le béton.



Les éléments 1 et 18 sont les murs de culée préfabriqués.

Figure 2.63 : Plan et section transversale du pont préfabriqué

Chaque élément de pont a une dimension de 1800 x 7500 x 280 mm, soit un poids par élément d'environ 10 tonnes. Les éléments ont une section décroissante dans le plan, en raison de la forme incurvée, voir Figure 2.64. Ils sont pourvus, au niveau des poutres, d'un tunnel de réservation, qui a été scellé au moyen d'un mélange de béton spécial coulé par des trous de 100 mm, et les parois du tunnel possèdent une forme assurant la transmission du cisaillement entre le béton de scellement et les éléments préfabriqués. Au niveau des joints transversaux, chaque élément dispose de rainures et de languette, au centre et sur les bords, permettant la transmission du cisaillement vertical entre éléments adjacents. Afin de faciliter l'ajustage, chaque élément suivant a été coulé en se servant des bords de l'élément précédent comme coffrage. La précision de ce mode opératoire a été suffisante. Une faible précontrainte de 600 kN, appliquée au moyen de dispositifs externes aux extrémités du pont et se servant des poutres comme tirants, a permis de ne laisser subsister que de très faibles jeux entre les éléments.

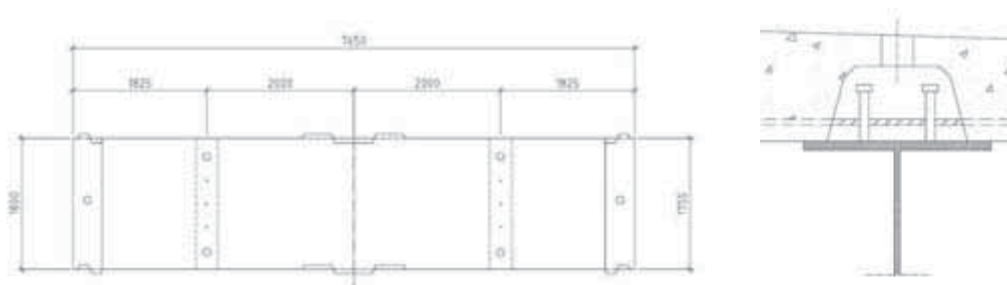


Figure 2.64 : Plan d'un élément de tablier de pont et section transversale au-dessus d'une poutre.

La Figure 2.65 montre la mise en place d'un élément et la Figure 2.66 montre les faibles tolérances nécessaires à l'ajustage des éléments. Ce projet a été évalué afin de rassembler les expériences et les avis sur ce type de pont à éléments préfabriqués. Il ressort de cette évaluation qu'il est important que tous les acteurs soient conscients de l'objectif et de leurs responsabilités. Il est en particulier nécessaire que tous les acteurs comprennent l'importance de la précision exigée, bien plus sévère

que dans une construction normale. Il n'y a pas de temps pour les corrections pendant l'assemblage du pont. Bien que tout ne fût pas parfait, le pont a été installé dans les délais. Toutefois, l'industrie de la construction doit s'habituer à des procédures et des tolérances plus strictes avant que ce type de concept industrialisé puisse être utilisé à grande échelle.

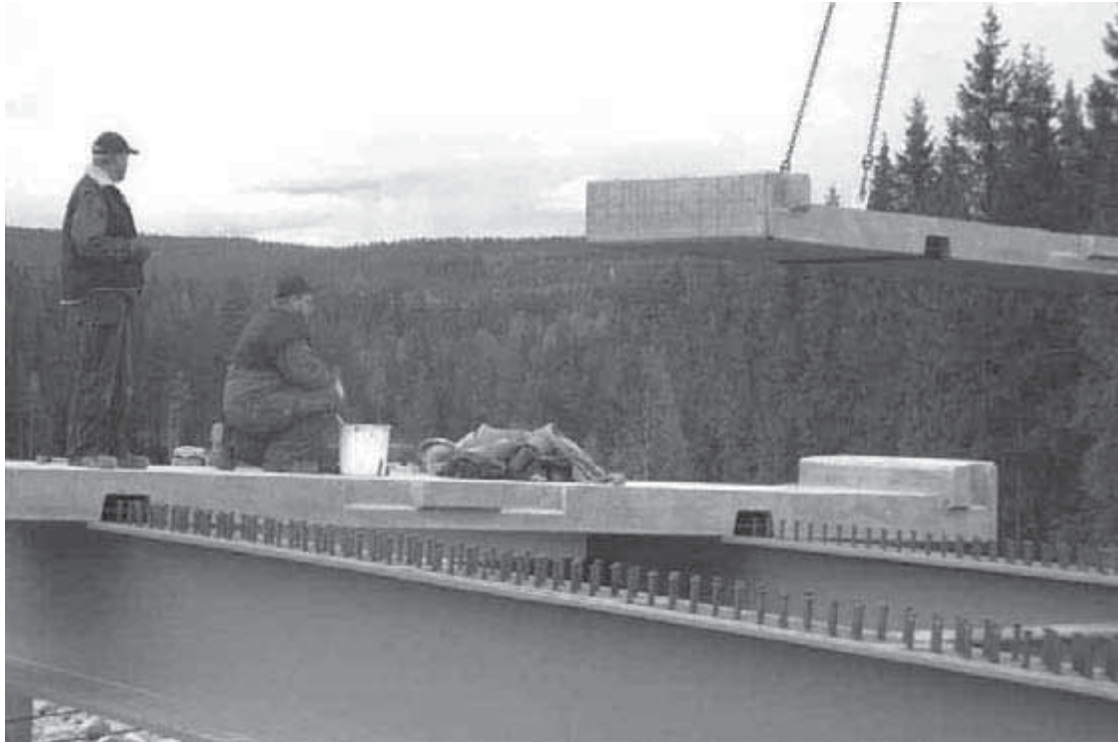


Figure 2.65 : Mise en place d'un élément du tablier.

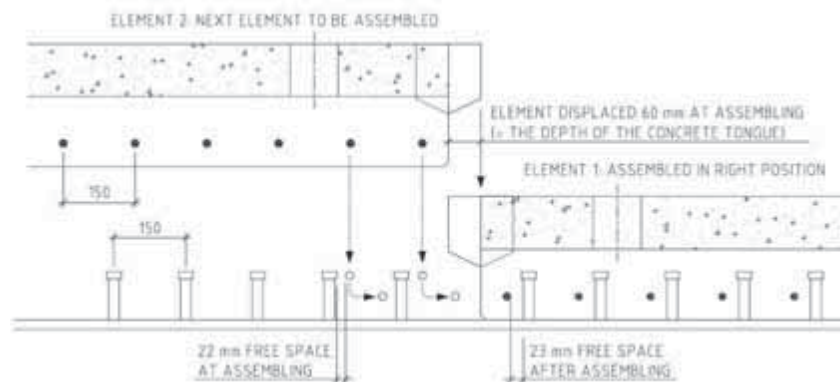


Figure 2.66 : Faibles tolérances dans le positionnement des éléments.

2.6.5 Ponts rails mixtes

L'Administration Nationale des Chemins de Fer Suédoise préfère les ponts en béton, mais pour les moyennes et longues portées franchissant des étendues d'eau, les ponts mixtes constituent une alternative compétitive. Un exemple récent est donné par le pont sur le Veckefjärden, qui est un pont mixte à poutres en I sur la nouvelle ligne ferroviaire mentionnée dans l'introduction. Sa longueur totale est de 490 m avec une travée typique de 60 m. Les poutres ont été livrées par tronçons de 24 mètres de long, comportant un assemblage bout-à-bout préparé en usine, le poids de ces tronçons de 24 m de long pouvant atteindre 65 tonnes.

En 2007 le Code des Ponts Ferroviaires Suédois a modifié le spectre de fatigue de 10^6 à 2×10^6 cycles, en conséquence de quoi les nuances d'acier supérieures à S355 ne peuvent plus être pleinement exploitées. Mais ce pont a été conçu en 2004 et une nuance S420 a été utilisée pour les semelles inférieures situées au-dessus des appuis ainsi que pour les semelles supérieures situées à mi-portée.

L'espacement des poutres en I est de 2,5 mètres, et la hauteur des poutres est de $L/20 = 3,0$ m, ce qui est supérieur à ce qui aurait été utilisé pour un pont routier. En raison de l'alignement de la voie ferrée qui varie entre un rayon horizontal de 3 220 m à une extrémité du pont, et une ligne droite à l'autre extrémité, les poutres principales sont rectilignes entre les points situés à 6 m des appuis. Le pont ayant été lancé depuis les deux extrémités, un assemblage articulé réglable, d'axe vertical, a permis le réglage de l'alignement dans les parties rectilignes et courbes. Après le lancement, cet assemblage a été retiré, les poutres étant finalement assemblées par soudage.

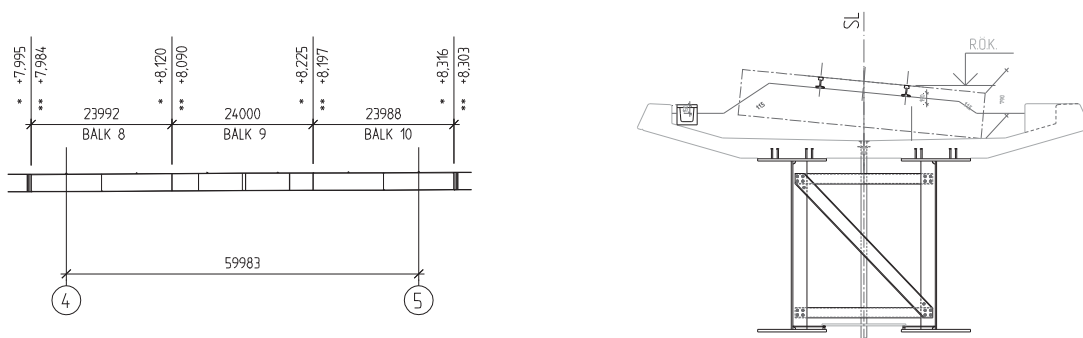


Figure 2.67 : Elévation et section transversale du pont sur le Veckefjärden.
Les entretoisements sont faits de profilés en U boulonnés sur les raidisseurs d'âme.

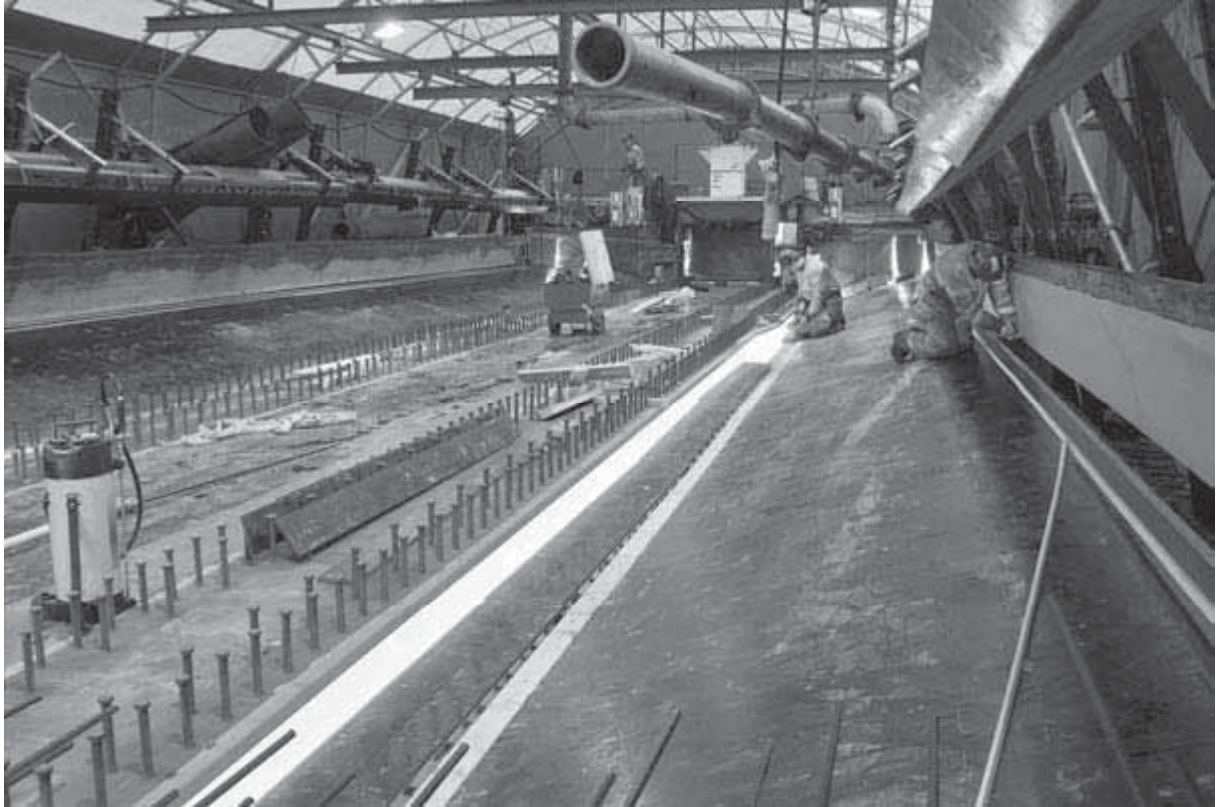


Figure 2.68 : Photo du pont sur le Veckefjärden pendant la construction en hiver.

Comme la température hivernale peut descendre jusqu'à -30°C , il est très pratique de couvrir la zone de travail avec de grandes bâches, ce qui non seulement la protège du froid, mais aussi des vents, de la pluie et de la neige. Afin d'éviter de trop grandes différences de température entre les poutres en acier et le béton, les poutres sous-jacentes sont également préchauffées. Si l'acier n'est pas réchauffé, les effets de la différence de température sont identiques à un fort retrait du béton.

2.6.6 Ponts spéciaux

La plupart des ponts sont conçus sans souci particulier d'ordre esthétique. La seule exigence formelle concernant l'esthétique est que les raidisseurs doivent être placés à l'intérieur des poutres. Les architectes sont rarement impliqués dans la conception de ponts, excepté pour les ponts de très grandes dimensions. Occasionnellement, des maîtres d'ouvrage sont prêts à payer un petit supplément pour l'esthétique. « La Beauté est dans l'œil de celui qui regarde », dit le proverbe, et des choix judicieux de couleur et de forme de pont peuvent donner un résultat intéressant.

En 1993, le Swedish Steel Construction Institute (Institut Suédois de la Construction Métallique) a publié « Steel Bridges » (« Ponts Métalliques »), où il proposait des moyens de rendre les ponts existants et futurs esthétiquement plus agréables, grâce à l'utilisation d'alternatives en acier bien pensées. L'une des idées les plus efficaces consistait à remplacer le pont habituel à trois travées en béton par un pont métallique avec des montants inclinés agissant comme des appuis intermédiaires. Ce type de structure est très courant pour les franchissements de routes.

Les architectes saisissent l'opportunité d'essayer ce concept dans les ponts du projet de Höga Kusten.

Les montants de l'arche supportent les charges provenant de la partie centrale du pont, et quoi qu'ils puissent aussi bien être rectilignes d'un point de vue statique, leur forme en arche donne indéniablement une impression plus agréable, qui est encore améliorée par les dimensions élancées que permet l'acier. Pour le transport, la structure en acier a été divisée en plusieurs éléments : un tronçon central, deux tronçons d'approche et deux montants courbes.



Figure 2.69 : Pont franchissant l'E4 à Höga Kusten, Suède

L'exemple suivant concerne le pont de 1 500 m de long sur le Vallsundet en Suède, reliant l'île de Frösön au continent. Ce pont possède un caisson à action mixte avec le tablier en béton. Il est principalement caractérisé par les appuis triangulaires placés sous le point culminant. Outre leur aspect esthétiquement agréable, ceux-ci ont facilité la construction d'une travée de grande portée sur le chenal de navigation.

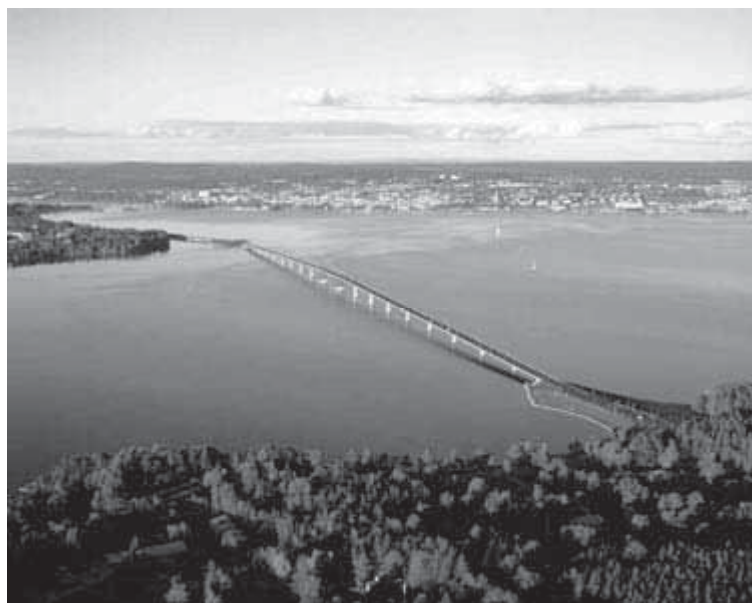


Figure 2.70 : Pont du Vallsundet, Suède (à gauche)
et appuis triangulaires sur le chenal de navigation (à droite)

Pour les caissons mixtes, le béton est souvent coulé entre les âmes au moyen de bacs à profils trapézoïdaux. Les bacs sont positionnés transversalement sur le pont, montés sur des chevalets supportés par le fond du caisson. Le béton des parties en console de la dalle est coulé au moyen d'un chariot de coffrage, qui se déplace sur des rails positionnés sur la semelle supérieure. Pour les ponts de faible longueur, il faut deux phases de coulage par travée : la première concerne la partie centrale, la seconde la zone des appuis, ceci afin de réduire les forces de traction exercées dans le béton au niveau des appuis. Dans le cas de travées plus longues, deux chariots de coffrage, ou davantage, peuvent être utilisés simultanément.



Figure 2.71 : Coulage du béton de la dalle

La Figure 2.71 illustre le cas où pour le coulage du tablier en béton d'un caisson mixte, on utilise un chariot de coffrage. Entre les âmes, des bacs en acier à profils trapézoïdaux, d'une hauteur de 45 mm, servent de coffrage pour le béton. Le contreplaqué posé dessus permet le transport de barres d'armature, etc. avant le coulage du tablier.

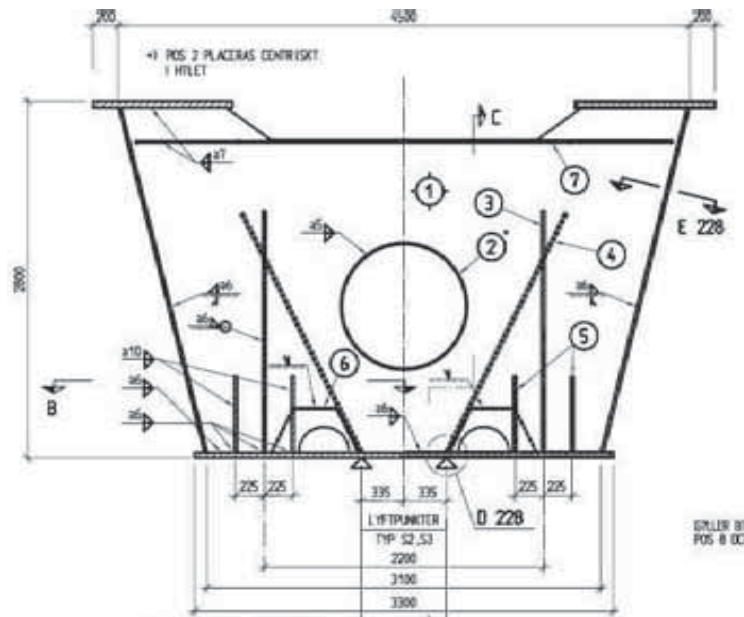


Figure 2.72 : Section transversale et détails au niveau des appuis du pont sur le Vallsundet.

La Figure 2.72 montre le détail d'une section sur appui du pont sur le Vallsundet. L'effort tranchant et le moment de torsion sont transmis aux appuis par deux diaphragmes d'épaisseur 18 mm (pos 1). Les raidisseurs trapézoïdaux empêchent le voilement local de la semelle inférieure, et constituent également des événements pour la déshumidification de l'air. L'intérieur n'est pas peint. Les raidisseurs inclinés (pos 4) constituent des points de levage pour le remplacement des appuis

3 NUANCES D'ACIER

3.1 INTRODUCTION

En Europe, la nuance d'acier la plus couramment utilisée pour la construction de ponts est le S355. L'utilisation de nuances supérieures (S460, S690) varie d'un pays à un autre et dépend principalement de l'expérience et des réglementations nationales. Par exemple, la nuance S460 est très couramment utilisée en France et elle est la nuance normalisée en Suède, tandis qu'en Allemagne, son utilisation est bien moins répandue. Par ailleurs, il convient de remarquer que l'EuroNorme EN10025 [37] traite des nuances d'acier jusqu'à S960 et l'Eurocode 3 Partie 1-12 [34] ajoute des règles spécifiques pour l'utilisation de nuances d'acier jusqu'à S700 pour le dimensionnement de ponts effectués conformément aux Eurocodes. Pour les ponts mixtes, l'EN1994-2 limite l'utilisation d'acier à la nuance S460. Même si l'on utilise la nuance S460, la résistance en flexion peut être réduite par le facteur β (voir EN1994-2, 6.2.1.2(2)). L'expérience est très limitée pour les sections mixtes au-delà des nuances S460, aussi faut-il se limiter actuellement à n'exploiter que la résistance élastique en flexion. En outre, il convient de noter que d'autres domaines (grues mobiles, structures offshore ou construction navale) utilisent déjà des nuances d'acier possédant une limite élastique allant jusqu'à 1100 MPa.

Dans les sections suivantes, les avantages de l'emploi d'aciers à haute résistance (HSS) et les obstacles à leur utilisation seront d'abord discutés du point de vue économique et du point de vue de la conception. Puis des tendances nationales seront illustrées par des exemples de ponts utilisant ces aciers HSS en Europe. En même temps que les nuances, il convient de spécifier également la qualité et les propriétés en épaisseur des aciers lors du dimensionnement d'un pont. A l'avenir, cela se fera en utilisant l'Eurocode 3 partie 1-10 [33].

3.2 CONSIDERATIONS SUR L'UTILISATION D'ACIER A HAUTE RESISTANCE POUR LE DIMENSIONNEMENT DES PONTS

3.2.1 Généralités

L'augmentation de la résistance de l'acier peut permettre des économies de matériau, et peut donc réduire les coûts de fabrication (temps de soudage, surfaces à peindre,...) ainsi que les coûts de montage d'un pont (moins de matière à manipuler et à transporter, réduction de poids qui simplifie le montage, moindre coût des fondations,...). Les éléments structuraux deviennent plus légers et plus élancés, permettant la construction de structures particulièrement esthétiques et élégantes. Les constructions consommant moins d'acier sont également cohérentes avec la problématique de développement durable et la réduction de la consommation des ressources naturelles de la planète. Il a été démontré que l'acier HSS peut faire preuve non seulement d'une meilleure résistance, mais aussi d'une excellente ténacité et de propriétés de soudage supérieures, de sorte qu'un haut niveau de sécurité est garanti à la fois pour la fabrication et pour le dimensionnement des structures. Les économies de matériau réduisent également les valeurs des sollicitations exercées dans les zones situées au voisinage des appuis intermédiaires du pont. Ceci permet finalement une augmentation de la compétitivité d'un pont mixte ou en acier utilisant l'acier HSS.

Afin d'étudier l'économie que procure l'utilisation d'acier à haute résistance, une estimation des prix est nécessaire, ce qui constitue une question très complexe. Le prix de l'acier de construction augmente habituellement avec sa résistance, ce qu'on peut voir dans la Figure 3.1 [44], qui compare les prix de tôles lourdes provenant de trois principaux producteurs européens d'acier à haute résistance, la nuance S235 ayant été choisie comme référence. La Figure 3.1 montre également une courbe de tendance, qui suit la racine carrée de la limite élastique. On note parfois des écarts de prix substantiels dus à la situation du marché et à la stratégie commerciale du producteur. Les coûts de production augmentent surtout lorsque le processus de fabrication change, par exemple de TM à QT. Le nombre de nuances devant être produites a également une influence sur les coûts de production et l'affectation de ces coûts est une question de stratégie. A titre d'exemple surprenant, on peut acheter de l'acier S355 moins cher que des nuances inférieures aux Etats-Unis. Quoi qu'il en soit, la courbe de tendance de la Figure 3.1 sera utilisée dans cette étude à titre d'évaluation de prix probables.

Si la résistance peut être pleinement exploitée, le coût de la matière diminue quand la résistance augmente, voir Figure 3.2. Le coût d'une structure dépend cependant davantage des coûts de fabrication et de montage que du prix du matériau, mais seul le prix du matériau sera étudié ici.

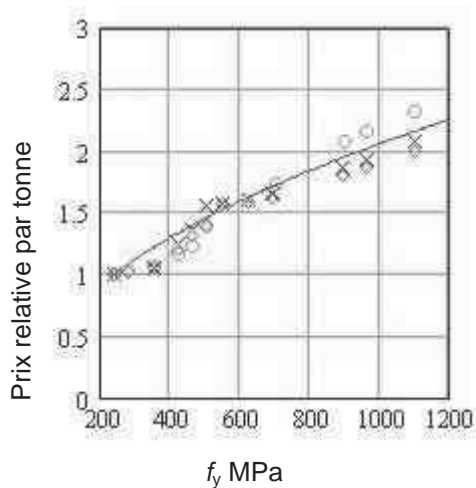


Figure 3.1 : Prix relatif par tonne d'acier laminé à chaud par rapport au prix du S235 en fonction de la limite élastique.

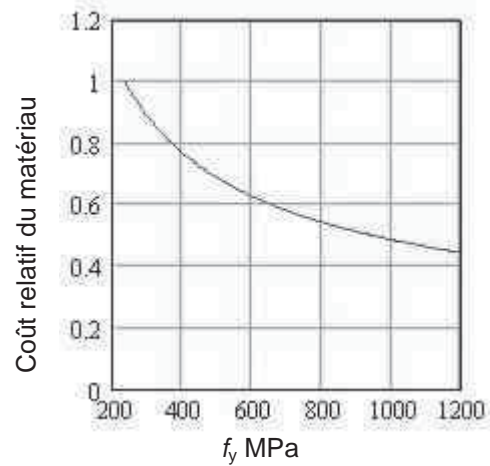


Figure 3.2 : Coût relatif du matériau par rapport au coût du S235 en supposant que la résistance puisse être pleinement exploitée.

La conclusion de la Figure 3.2 est que l'augmentation de la nuance d'acier économise les coûts si l'on peut exploiter pleinement le gain de résistance. Les limitations dans l'exploitation de la résistance peuvent provenir du flambement (phénomènes de stabilité), de la fatigue et des déformations. Ainsi il a été montré, par exemple dans [47] pour les ponts mixtes routiers, que les avantages de l'acier HSS dans la pratique sont principalement déterminés par les aspects suivants :

- **Stabilité** : En ce qui concerne la stabilité, les charges critiques sont indépendantes de la résistance du matériau, de sorte que pour les structures élancées, l'utilisation de nuances d'acier élevées n'est pas économique.

Une solution pourrait être l'utilisation de poutres hybrides, voir 3.2.2 ci-dessous.

- **Fatigue** : Lorsqu'on utilise des nuances d'acier élevées, la fatigue devient souvent décisive car elle est presque toujours indépendante de la résistance de base du matériau. Il est donc raisonnable d'utiliser des nuances d'acier élevées dans les cas où l'influence de la fatigue est faible, comme dans les grandes portées et/ou lorsque les charges de trafic sont faibles, ainsi que pour les zones situées par exemple à proximité d'appuis internes. Pour augmenter la résistance à la fatigue des structures soudées, on peut appliquer des méthodes de traitement après soudage [25].

Il convient de noter que les charges de fatigue diffèrent d'un pays à l'autre, et d'une route à l'autre, selon l'intensité du trafic. Les aspects concernant la fatigue ne seront pas traités de façon plus détaillée dans le cadre de ce Guide.

- **Déformations** : La réduction des dimensions de poutre entraîne la réduction des propriétés mécaniques comme la rigidité de flexion. Ceci entraîne à son tour l'augmentation des flèches, qui peuvent devenir un critère de calcul décisif. Les limites de flèches varient beaucoup d'un pays à l'autre, voir 3.2.1.

Pour la gamme de portées habituelles des ponts ferroviaires, des limites de flèches sévères mais aussi les aspects concernant la fatigue peuvent rendre l'utilisation de nuances d'acier élevées peu économique, car elles n'offrent aucun avantage par rapport aux nuances d'acier S235 et S355 [88].

3.2.2 Limitations des flèches

Les limites de flèches données dans le Tableau 3.1 varient beaucoup d'un pays à l'autre. Le but de ces limites peut également varier, mais il est probable que le confort des conducteurs et des piétons en constitue la raison principale pour les ponts routiers. Pour les ponts ferroviaires, l'EN1990/A1 A2.4.4 [28] donne des règles détaillées pour couvrir le confort, les vibrations, le vrillage du tablier, le contact roues-rail,...

Les limites concernent habituellement la flèche provoquée par la charge de trafic caractéristique, mais en Espagne, on utilise la combinaison fréquente. La France n'impose aucune limite pour les ponts routiers, et la Suède impose une limite de L/400 pour la charge de trafic caractéristique. Ceci ne pose aucun problème pour les ponts mixtes utilisant une nuance allant jusqu'à S690 pour les faibles et moyennes portées. En revanche, l'Espagne impose des limites qui dépendent de l'intensité du trafic et du système structural, de sorte que les travées sur appuis simples ont des limites plus strictes que les poutres continues. La limitation la plus stricte, L/4000 pour les travées multiples à appuis simples sur une autoroute, est si sévère qu'elle rend ce système impossible quelle que soit la nuance d'acier. Ce système est en outre peu attractif en raison de la maintenance des joints et, par exemple, il n'est pas du tout autorisé en Suède.

Pour les ponts ferroviaires, le comportement dynamique est important, et particulièrement pour les trains à grande vitesse, il est courant qu'une analyse dynamique soit exigée (voir EN1990/A1 et EN1991-2). Les limites de flèches en Allemagne et en Espagne données dans le Tableau 3.1 sont valables pour les trains à vitesse normale. L'Espagne utilise des limites de flèches au lieu d'une analyse dynamique. Ces limites vont de L/600 à L/2400 en fonction de la vitesse du train et de la portée du pont. Pour les cas où une analyse dynamique n'est pas exigée, une limite de flèche peut être considérée comme un substitut. Normalement, les limitations sont plus strictes que pour les ponts routiers. La flèche admissible en Suède est L/800, ce qui représente la moitié de celle autorisée pour les ponts routiers. Ceci impose parfois des restrictions sur l'utilisation de nuances d'acier élevées, mais la fatigue constitue une limitation plus courante.

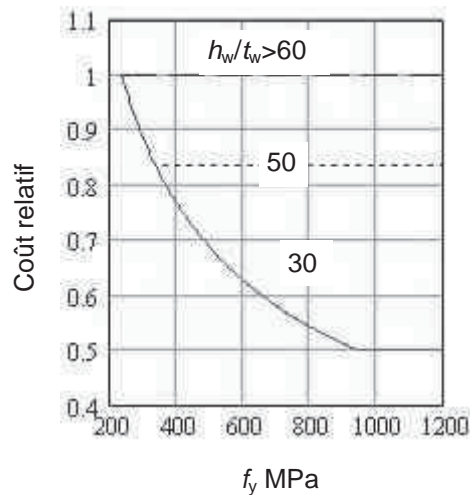
Pays	Ponts routiers		Ponts ferroviaires		Poutres hybrides
	Nuance d'acier la plus élevée	Limite de flèche	Nuance d'acier la plus élevée	Limite de flèche	
Belgique	S355-S460	L/700	S355	L/900	Autorisées mais non utilisées
France	S460	Pas de limites	S355	EC1-2 EN1990/A1	Non
Allemagne	S355 (nuances d'acier les plus élevées uniquement avec un ZiE*)	Pas de limites	S355	L/600 - L/800	Autorisées mais non utilisées
Espagne	S460	L/600-L/4000	-	L/600- L/900	Non
Suède	S460-S690	L/400	S355-S420	L/800	Oui

(*) : ZiE = « Zustimmung im Einzelfall » = expertise relative au projet

Tableau 3.1 : Résumé des exigences ou des usages nationaux pour la limitation de la flèche des ponts

3.2.3 Instabilités et utilisation éventuelle de poutres hybrides

L'épaisseur de l'âme d'une poutre à âme pleine est gouvernée par l'exigence de résistance au cisaillement. La résistance au cisaillement est gouvernée par le voilement et celui-ci est calculé conformément à l'EN1993-1-5. L'âme est supposée non raidie, excepté au niveau de l'appui, et le raidisseur d'extrémité est supposé non rigide. Le coût de la matière est tiré de la courbe de la Figure 3.1, duquel est calculé le coût relatif de la matière pour une âme dont la résistance au cisaillement constitue la donnée. Les coûts ainsi obtenus sont représentés sur la Figure 3.3. Il existe une réduction de coût pour les âmes peu élancées, mais celles-ci ne sont pas utilisées pour les poutres à âme pleine. Pour $h_w/t_w > 60$, le coût est indépendant de la limite d'élasticité. Ce résultat indique qu'une poutre hybride dont seules les semelles sont en acier à haute résistance peut être économique. L'Eurocode 3 Partie 1-5 [31] donne des règles pour les poutres hybrides et recommande que la limite d'élasticité des semelles n'excède pas deux fois celle de l'âme. On peut trouver un résumé de la procédure de dimensionnement comportant des formules simplifiées dans [89].



Le coût de référence est donné pour la nuance S235

Figure 3.3 : Coût relatif de la matière pour une âme avec raidisseurs d'extrémité non rigides soumise au cisaillement. [44].

L'utilisation de poutres hybrides présentant cette différence entre la résistance des semelles et celle de l'âme implique que l'exigence selon laquelle la plastification ne doit pas apparaître à l'ELS soit interprétée de telle sorte qu'elle s'applique aux semelles mais pas aux contraintes directes exercées dans l'âme. La plastification locale de l'âme est limitée par les déformations élastiques des semelles et, après la première plastification, le comportement est réversible. Ce raisonnement n'est pas toujours accepté et l'interprétation peut varier d'un pays à l'autre. Par exemple, en Suède, la limite est fixée à une résistance de semelle égale à 1,5 fois la résistance de l'âme, et, en France il est exigé que l'âme ne subisse pas de plastification à l'ELS.

En général, l'utilisation de poutres hybrides réduit les coûts, et ceci peut être démontré par l'exemple suivant. On considère la section de pile illustrée dans la Figure 3.4. Elle est calculée en S460 et elle est comparée avec une alternative comportant une âme en S355. Pour une comparaison équitable, l'âme en S460 est modifiée, avec une aire de $17,1 \times 2491 \text{ mm}^2$, ce qui donne une résistance au cisaillement exactement égale à l'effort requis de 5,05 MN. Une âme possédant la même résistance au cisaillement en S355 exige une aire de $18,4 \times 2491 \text{ mm}^2$. L'utilisation d'une nuance d'acier inférieure a pour résultat une plastification de l'âme à proximité des semelles, comme indiqué dans la Figure 3.4. Si la limite élastique de la semelle, 430 MPa, est atteinte au centre de la semelle, la contrainte exercée au bord de l'âme serait de 426 MPa (distribution élastique), mais elle ne peut être que de 355 MPa (limite d'élasticité de l'âme) et « il manque » 71 MPa. Ce qui peut se représenter comme un schéma triangulaire de contraintes agissant sur une hauteur d'âme de 208 mm, représentant une force égale à :

$$\Delta F = 71 \times 0,208 \times 0,0184 / 2 = 0,136 \text{ MN}$$

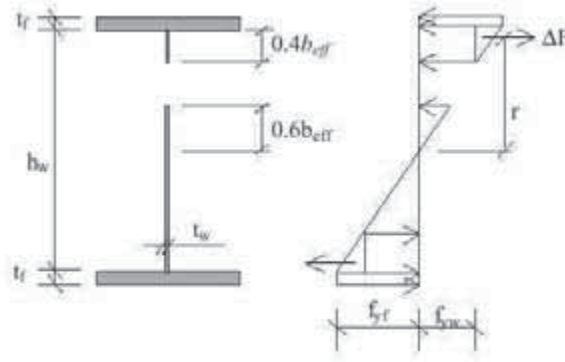


Figure 3.4 : Répartition des contraintes dans l'âme d'une poutre hybride soumise à une flexion positive (renversée par rapport à la section sur pile).

La largeur d'âme efficace à proximité de la semelle est de 322 mm, et le schéma triangulaire de contraintes manquant se trouve donc à l'intérieur de la largeur efficace. Les forces représentent un moment fléchissant égal à :

$$\Delta M = 0,136 (2,491 - 2 \times 0,208 / 3) = 0,32 \text{ MNm}$$

Ceci doit être compensé par une augmentation de l'épaisseur de semelle égale à :

$$\Delta t = \frac{\Delta M}{f_y b_f h} = \frac{0,32}{430 \times 2,54 \times 0,9} = 0,33 \text{ mm}$$

(ce qui peut être considéré comme négligeable dans ce cas).

La variation de coût peut être calculée en considérant uniquement les coûts du matériau et de l'assemblage bout-à-bout, et elle est donnée dans le Tableau 3 2 pour une pièce d'une longueur de 16 m.

Poste	Quantité	Unité	Coût unitaire	Coût
S460	-5376	kg	11,5	-61824
S355	5866	kg	9,4	55148
Assemblage	1,0	h	450	450
Total en SEK				-6226
Total en €				-685

Tableau 3.2 : Modification du coût lorsque l'âme en S460 est remplacée par une âme en S355

L'économie n'est pas énorme, 9 €/m² d'aire de tablier, mais le résultat est clair et il s'avère donc économique d'utiliser une poutre hybride par rapport à une poutre homogène.

3.2.4 Conclusions

La discussion précédente met en lumière les avantages et les obstacles à l'utilisation des aciers HSS pour le dimensionnement des ponts. Il est démontré que l'augmentation de la nuance d'acier réduit les coûts, si la résistance peut être pleinement exploitée. L'exploitation de la résistance peut être limitée par les limitations dues aux instabilités locales, à la fatigue et aux flèches.

Quant aux instabilités, il a été démontré que l'utilisation de poutres hybrides avec une âme en S355 et des semelles S460 peut rendre l'utilisation d'HSS économique même pour les structures élancées. Enfin, la nuance d'acier la plus élevée utilisable pour les ponts varie d'un pays à l'autre en fonction de l'intensité du trafic (fatigue) et des limitations de flèches. La première raison tient aux conditions d'exploitation, mais la deuxième est moins rationnelle, et une étude des exigences pourrait conduire à des économies dans certains pays.

3.3 NUANCES D'ACIER UTILISEES DANS DIFFERENTS PAYS EUROPEENS

3.3.1 France

En France, la nuance d'acier la plus couramment utilisée est la nuance S355. Le risque de rupture fragile est maîtrisé par un choix d'une qualité effectué conformément à la norme française A36-010 et à la recommandation CCTG-F66 du Ministère des Transports. Cette norme fixe :

- la nuance de base S355N (énergie Charpy de 40 J garantie à -20°C) pour des épaisseurs inférieures à 80 mm (S355 K2 possible et utilisée en général pour des épaisseurs inférieures à 30 mm),
- la nuance S355NL (énergie Charpy de 27 J garantie à -50°C) pour des épaisseurs comprises entre 80 et 150 mm.

Ces épaisseurs admissibles sont celles de la réglementation française. Dans les Eurocodes, elles ont été totalement recalibrées, mais elles ne sont pas très différentes (voir EN 1993-1-10 [33] et EN 1993-2 [35]).

Pour les ponts, les nuances S420 et S460 étaient déjà autorisées par la norme française précédente A36-201 (datant de 1972), mais uniquement dans la qualité N/NL. A cette époque, l'épaisseur maximum utilisable était 50 mm, mais cette valeur a été progressivement portée à 100 mm en 1984. Toutefois, ces nuances d'acier n'étaient pratiquement pas utilisées pour les ponts en raison d'une très mauvaise soudabilité (il existe cependant un exemple : le Pont Mathilde à Rouen en 1979, avec 293 tonnes d'acier S460N), mais elles étaient plutôt utilisées pour la construction offshore. Le changement s'est produit en 1993 avec la publication de l'EN10113 et l'apparition de nouveaux aciers thermo-mécaniques à grain fin (M/ML). En 1997, un guide français [65] facilite l'utilisation d'acier thermo-mécanique (pour les nuances S420 et S460) pour la construction de ponts en France. Le Tableau 3.3 ci-dessous présente une liste non exhaustive.

PONT	ANNEE	CARACTERISTIQUES	NUANCES D'ACIER	MASSE (T)
Pont de Remoulins Voir Figure 2.1	1993-1994	Premier pont utilisant l'acier thermo-mécanique. Pont bipoutre avec une travée principale de 80 m. Epaisseur maximale : 80 mm.	S 355 M S 460 ML	200 180
Autoroute A16	1993-1994	Des poutrelles laminées (d'une hauteur d'âme maximum d'environ 1 m) ont été utilisées pour les poutres principales de nombreux ponts à faible portée comportant deux poutres ou plus.	S 460 M	980
Pont de Normandie	1992-1994	Pont à haubans d'une portée max. de 856 m (dont 624 m en acier). Epaisseur maximum utilisée pour les sections transversales en S420M situées dans la portée : 30 mm. L'utilisation de S420M a réduit le poids de la structure pour la travée principale.	S355/460NL S 420 M	4000 1800
Pont de Jassans-Riottier sur la Saône	2000	Pont mixte bipoutre d'une portée maximum de 130 m. S460M/ML autour des appuis internes	S 460 M/ML	n.d.
Pont de l'Europe à Orléans	1998-2000	Pont à arche en acier comportant une poutre-caisson en acier, travée principale de 202 m.	Arche en S460M/ML	350
Viaduc des Garrigues sur l'Autoroute A75	1999-2001	Pont mixte bipoutre d'une portée maximum de 74 m. Epaisseur maximum utilisée : 120 mm en S460ML.	S460 M/ML	290
Viaduc de Verrières sur l'Autoroute A75 Voir Figure 2-2 et Figure 2-14	1998-2002	Poutre-caisson en acier, connectée à une dalle en béton, avec une travée principale de 144 m. Semelles de la section de poutre-caisson autour des appuis internes : de 30 à 67 mm en S460.	S460 M/ML	Environ 2000
Viaduc de Millau sur l'Autoroute A75	2001-2004	Pont à haubans d'une portée maximum de 342 m. La partie centrale de la section en caisson est en acier S460.	Tablier : S355 S460M/ML Pylônes : S355 S460 Appuis provisoires : S355 S460	23500 12500 3200 1400 3200 3200
Nouveau pont sur le Rhône à Valence	2001-2004	Poutre-caisson en acier, connectée à une dalle en béton, d'une portée maximum de 125 m. Epaisseur maximum en S460M : 60 mm	S460M	1250

Tableau 3.3 : Ponts français construits avec des nuances d'acier supérieures à S355.

Aujourd'hui, on n'utilise pas encore de nuances d'acier supérieures (S690 et au-delà) pour les ponts en France, mais un groupe de travail étudie actuellement tous les aspects concernés, en particulier les modes opératoires de soudage, en vue de l'utilisation de S690 et aussi de poutres hybrides.

3.3.2 Allemagne

En Allemagne, la nuance d'acier la plus couramment utilisée pour les ponts est la nuance S355. Bien que la DIN-Fachbericht 103 [23] traite des nuances d'acier jusqu'à S460, l'utilisation de toute nuance d'acier supérieure à S355 exige une expertise relative au projet [3]. Cependant, pour quelques ponts routiers, des nuances d'acier élevées, jusqu'à S690, ont déjà été utilisées dans des parties de structure, particulièrement lorsque certaines exigences devaient être satisfaites, comme décrit dans le Tableau 3.4. En général, l'application de nuances d'acier au-delà de S355 ou même de poutres hybrides n'est pas courante en Allemagne. Le Tableau 3.4 donne une synthèse d'exemples de ponts en Allemagne où des nuances d'acier supérieures à S355 ont été utilisées.

Pont	Année	Caractéristiques	Nuances d'acier	Masse (t)
Nesenbachtal	2000	Pont à poutre continue à cinq travées d'un rapport L/h de 30, pour lequel l'utilisation de S690 a été nécessaire dans les zones d'appui	S355 J2G3 S690 QL	1341 284
Wilde Gera	2001	Pont à arche, à poutre-caisson mixte	S355 S460	total: 6323
Reichenbach	2002	Section transversale mixte monobloc avec bandes de traction en S460	S355 J2G3 S460 M	total: 6000
Flughafenbrücke Ilverich	2002	Pont à haubans avec une travée principale de 287,5 m et une hauteur de pylône réduite en raison de la proximité de l'aéroport. On a utilisé des pylônes en forme de V avec des bandes de traction en acier de nuance S460 (pour lesquels seule la nuance S355 était considérée capable d'assurer la redondance)	S355 S460 ML	7180 520

Tableau 3.4 : Ponts allemands construits avec des nuances d'acier supérieures à S355.

3.3.3 Autres pays européens

En Belgique, la nuance S460 est autorisée mais elle est peu utilisée en pratique. La nuance S355 constitue la nuance courante.

En Suède, il est habituellement possible d'exploiter la pleine résistance de la nuance S690 tout en respectant les règles de fatigue pour les ponts routiers. Le matériau le plus courant est l'acier S460 et les poutres sont souvent hybrides avec des âmes en S355. Pour les ponts ferroviaires, les exigences concernant la fatigue sont plus sévères, et la limite pratique est l'acier S355 ou S420 pour les grandes portées.

3.4 PROPRIETES DE L'ACIER DANS LE SENS DE L'ÉPAISSEUR

Le choix de l'acier en ce qui concerne les propriétés dans le sens de l'épaisseur est traité dans la section 3 de l'EN1993-1-10 [33]. L'objet de ce choix est d'éviter l'arrachement lamellaire provoqué par les déformations dans le sens de l'épaisseur. Ces déformations peuvent être provoquées par des forces extérieures, mais aussi par le retrait des soudures.

La sensibilité à l'arrachement lamellaire est fortement liée à la teneur en sulfures, dont la limite est définie dans l'EN10025 [37]. Il est utile de noter que ces limites (autour de 0,30%) sont bien supérieures à la teneur qui peut être obtenue dans les aciéries modernes. En fonction des informations données dans l'Annexe Nationale de l'EN1993-1-10 [33] et dans les spécifications du projet, deux voies peuvent être suivies (séparément ou en combinaison) :

- Inspection lors de la fabrication (en général par ultrasons)
- Spécification d'une qualité Z conformément à l'EN10164 [38].

Le second point est développé ci-dessous pour deux détails de soudure :

- Le détail 1 est l'assemblage de l'âme de 19 mm d'épaisseur sur la semelle inférieure de 35 mm d'épaisseur au moyen de deux soudures d'angle de 7 mm (passe unique) ;
- Le détail 2 est l'assemblage de la semelle du raidisseur vertical en T sur la semelle supérieure au moyen de deux soudures d'angle de 15 mm (passes multiples).

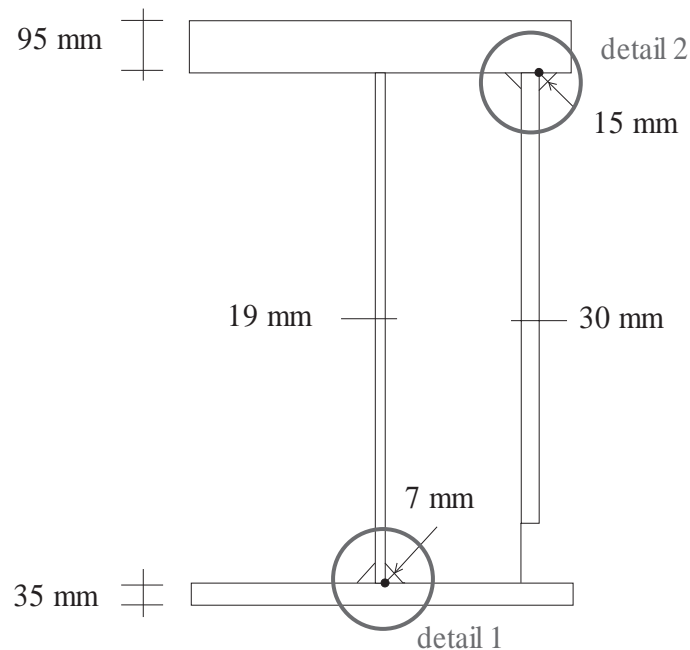


Figure 3.5 : Deux détails de soudage pour un pont bipoutre. Dimensions en (mm)

Ci-dessous, les différents coefficients Z_i sont calculés pour chaque détail.

DETAIL 1	DETAIL 2
$Z_a = 3$ ($a_{eff} = 7 \sqrt{2}$) $Z_b = 0$ $Z_c = 8$ (pas de compression) $Z_d = 0$ (lorsque l'âme est soudée sur la semelle, il n'y a pas d'encastrement) $Z_e = 0$ (hypothèse de préchauffage < 100°C) Finalement, $Z_{Ed} = \sum_i Z_i = 11$ Selon le Tableau 3.2 de l'EN1993-2, une qualité Z15 est nécessaire.	$Z_a = 9$ ($a_{eff} = 15\sqrt{2}$) $Z_b = 0$ $Z_c = 15$ (Note: cette soudure pourrait subir une contrainte de traction en raison des charges de trafic, voir EN1994-2, 6.6.1.1(13)) $Z_d = 3$ (encastrement moyen en raison du soudage entre les semelles des poutres principales) $Z_e = 0$ (hypothèse de préchauffage < 100°C) Finalement, $Z_{Ed} = \sum_i Z_i = 27$ Selon le Tableau 3.2 de l'EN1993-2, une qualité Z25 est nécessaire.

3.5 APPLICATION AU PONT A POUTRE-CAISSON DIMENSIONNE DANS LA PARTIE I

Le pont à poutres-caisson utilisé comme exemple dans la Partie I de ce Guide [16] a été tout d'abord dimensionné en utilisant de l'acier S355, ce qui a conduit à doubler les semelles supérieures autour des appuis intermédiaires. Après avoir discuté l'utilisation de l'acier à haute résistance (voir 3.2), il devient intéressant de le redimensionner et de montrer comment la compétitivité de ce pont peut être améliorée.

Le redimensionnement est effectué en utilisant des poutres hybrides comportant une âme et une semelle inférieure en S460. La semelle supérieure est aussi en S460 excepté autour des appuis internes où de l'acier S690 est utilisé pour éviter le doublage de la semelle supérieure. La qualité M est adoptée pour l'acier S460 tandis que la qualité QL1 est nécessaire pour l'acier S690. La répartition de l'acier a été optimisée par rapport aux contraintes normales, à la résistance à l'effort tranchant et à l'interaction entre cisaillement et flexion à l'ELU, pour les sections situées sur les appuis internes et pour celles situées en travée.

Le Tableau 3.5 illustre les économies de matériau correspondantes, qui sont très significatives, représentant 30% des quantités d'acier ou 7% du poids total du tablier du pont. Le Tableau 3.6 illustre l'augmentation des flèches en travée sous l'effet des charges de trafic caractéristiques (modèle LM1 de l'EN1991-2). Cette augmentation (25%) reste raisonnable avec des valeurs inférieures à celles exposées dans le Tableau 3.1.

	Dimensionnement amélioré en S460/S690	Dimensionnement de référence en S355
Acier utilisé pour la poutre-caisson principale (sans prendre en compte les cadres de contreventement)	2470 tonnes	3540 tonnes
S355	/	3540 tonnes
S460	2301 tonnes	/
S690	170 tonnes	/

Tableau 3.5 : Comparaison des quantités d'acier utilisées

		Dimensionnement amélioré en S460/S690	Dimensionnement de référence en S355	Différence
Flèche sous modèle de charge LM1 caractéristique	mi-portée 1	6,7 cm = L / 1350	5,2 cm = L / 1730	+ 29%
	mi-portée 2	13 cm = L / 925	10,5 cm = L / 1140	+ 24%
	mi-portée 3	14 cm = L / 850	11,4 cm = L / 1050	+ 23%

Tableau 3.6 : Comparaison des flèches à mi-portée

Comme mentionné plus haut dans la discussion en 3.2, l'avantage de l'économie de 30% sur les coûts de la matière pourrait être annulé par le coût plus élevé des aciers à haute résistance. Il devient dès lors intéressant de comparer les prix pour les deux dimensionnements. Cette comparaison, donnée dans le Tableau 3.7, été effectuée sur la base des coûts de la matière uniquement (à l'exclusion de la livraison, du soudage, du montage...). Habituellement, en France par exemple, ces coûts de matière représentent environ 30% du prix total de la structure en acier. Cependant, on obtient aussi une économie substantielle sur les coûts de fabrication et de montage en raison de la réduction de la quantité de soudures nécessaires, mais ceci n'a pas été étudié dans cette comparaison.

	Poutre-caisson Coût total	Semelles supérieures	Semelle inférieure	Âmes
Poutre-caisson S355	2 520 000 €	921 000 €	943 000 €	656 000 €
Poutre-caisson S460/S690	2 020 000 €	518 000 €	749 000 €	756 000 €
Variation	- 20%	- 44%	- 21%	+ 15%

Tableau 3.7 : Comparaison des coûts de matériau

Il convient de noter que l'âme en acier S460 est moins économique que l'âme en S355 (+15%) car la vérification du voilement par cisaillement ne permet pas une diminution importante de l'épaisseur d'âme. En prenant en compte le coût total d'une section, on observe les économies les plus significatives (25%) pour la section située autour des appuis internes, voir Figure 3.6.

Note : Ce résultat diffère légèrement des conclusions de la section 3.2.2 pour les trois raisons principales suivantes :

- Le coût de l'acier S460 par rapport au S355 est légèrement supérieur (prix en 2006),
- Les raidisseurs verticaux et longitudinaux sont soudés sur l'âme.

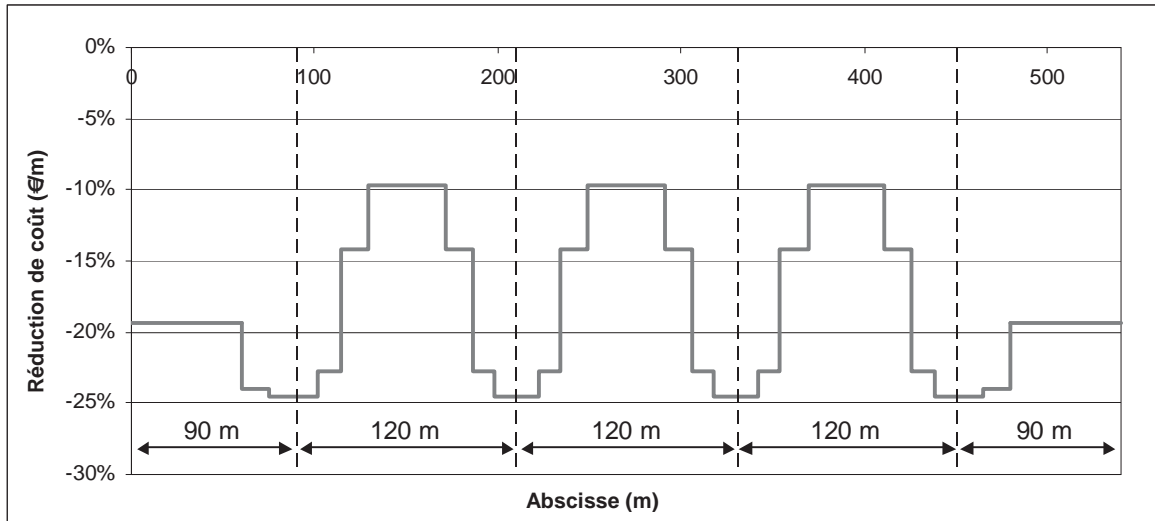


Figure 3.6 : Réduction des coûts par redimensionnement du pont à poutres-caisson en acier S460/690 au lieu d'acier S355

Finalement, cet exemple montre que l'utilisation d'acier à haute résistance pourrait constituer une option très intéressante avec des économies de l'ordre de 20% pour la fourniture de l'acier. Les autres coûts de fabrication et de montage sur chantier seraient aussi favorablement influencés par l'économie de matière.

4 SEMELLES

4.1 INTRODUCTION

Les semelles jouent le rôle le plus important dans la résistance à la flexion des poutres en I et des poutres-caisson. Les poutres en I possèdent habituellement des semelles peu élancées, de sorte qu'elles peuvent être pleinement exploitées, alors que dans le cas de poutres-caisson, c'est leur dimension hors-tout qui détermine si les semelles sont raidies ou non dans le sens longitudinal. Pour les poutres-caisson de faibles dimensions dépourvues de raidisseurs longitudinaux, le comportement ultime est fondamentalement identique à celui des poutres en I. Par conséquent, le Chapitre 4 s'intéressera particulièrement aux semelles larges, c'est-à-dire aux plaques raidies longitudinalement et comprimées. La capacité des codes de calcul à évaluer précisément la résistance des semelles comprimées a été étudiée dans le cadre du projet COMBRI, en tenant compte de l'interaction entre les instabilités locales des sous-panneaux et l'instabilité globale de la plaque raidie. Une attention particulière est accordée aux conséquences de l'utilisation d'outils informatiques élaborés pour l'évaluation de la contrainte de flambement critique du système.

Dans le cas de semelles larges, le phénomène de traînage de cisaillement peut être important dans la détermination de la résistance en flexion, car il entraîne une répartition non uniforme des contraintes dans la largeur de la semelle. Pour les semelles en acier élancées comprimées, ce phénomène peut également interagir avec le flambement de plaque. Une distinction entre la largeur efficace résultant du traînage de cisaillement et celle résultant du flambement de plaque est opérée comme suit (notations de l'EN 1993-1-5) :

- "efficace^S" indique l'effet du traînage de cisaillement
- "efficace^P" indique l'effet du voilement de plaque, local et/ou global
- "efficace" indique les effets du traînage de cisaillement et du voilement de plaque

La largeur efficace a un effet sur les propriétés mécaniques de la section transversale qui doivent être prises en compte lors du calcul des sollicitations dans l'analyse globale.

4.2 POUTRES EN I

En général, les semelles des poutres en I sont choisies de sorte à être de Classe 3 ou moindre. Si c'est le déversement qui gouverne, l'utilisation d'une semelle plus large peut être favorable, mais la solution normale consiste à choisir l'élancement b/t proche de la limite de la Classe 3 et d'ajuster la distance entre les entretoises de telle sorte que le déversement ne réduise pas la résistance.

Les règles concernant le traînage de cisaillement figurant dans l'Eurocode 3 Partie 1-5 peuvent également aboutir à une réduction de la largeur efficace pour les semelles de poutres en I. Cette réduction n'est très probablement pas nécessaire, et la pratique courante consiste à ne pas vérifier du tout le traînage de cisaillement pour les semelles de poutres en I.

Pour des raisons esthétiques, il convient que la semelle inférieure, qui est apparente, soit de largeur constante. Il importe peu que la semelle inférieure située dans la région de moment positif soit plus élancée que ne le permet la limite de la Classe 3, car elle est tendue. La largeur de la semelle supérieure peut être variable, car cela n'a aucun effet sur l'aspect. Dans la région de moment positif, la dimension de la semelle supérieure sera faible et gouvernée par le déversement pendant le coulage du béton. En Suède, il est courant d'utiliser une dimension minimum de 20 x 400 mm et celle-ci suffit à éviter le déversement pour les ponts de taille moyenne avec un espacement de 8 m entre les plans de contreventement. Après le coulage du tablier du pont, les contraintes supplémentaires exercées dans la semelle supérieure sont faibles, et l'acier S355 suffit habituellement même si la semelle inférieure est en acier de nuance supérieure.

Pour les poutres en I, le perchoir qu'offrent les semelles inférieures peut être à l'origine de problèmes lorsque des pigeons et autres oiseaux s'y établissent pour nicher. Si l'on observe les gares et les ponts anciens situés en zone urbaine, on peut imaginer qu'il ne s'agit pas seulement d'un problème d'esthétique, mais aussi d'une question de corrosion car les déjections des oiseaux réduisent considérablement l'efficacité des protections anticorrosion à long terme. Par conséquent, on apporte de nos jours un soin particulier pour protéger ces zones au moyen de grilles ou grillages métalliques. Une autre solution consiste à souder des plaques inclinées entre l'âme et les semelles comme indiqué

dans la Figure 4.1. Etant donné que ces plaques inclinées participent pleinement à la reprise des sollicitations, elles sont soumises aux mêmes normes d'exécution pour les soudures. Elles ont toutefois l'inconvénient, de par leur géométrie complexe, d'être difficiles à souder. En outre, elles rendent impossible l'inspection des soudures de l'assemblage âme-semelle. Pour ces raisons, les grilles et grillages métalliques sont préférables pour la protection contre les oiseaux.

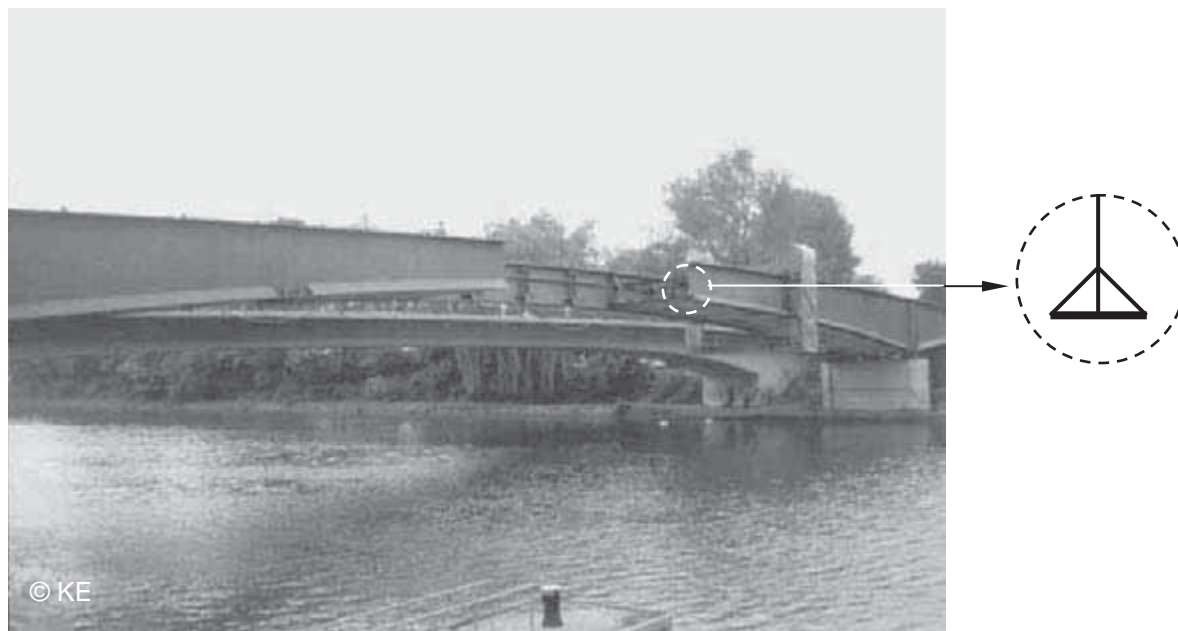


Figure 4.1 : Pont à poutres en I comportant des plaques de semelle inclinées.

4.3 SEMELLE INFÉRIEURE DES POUTRES CAISSON

4.3.1 Introduction

Comme mentionné auparavant, les poutres-caisson ne sont économiques que dans des cas particuliers, par exemple pour les ponts courbes. Pour les ponts routes en caisson, il est courant de réaliser des âmes inclinées. Outre les raisons esthétiques, cette pratique permet d'obtenir une géométrie de section transversale de la poutre-caisson plus favorable en termes de largeurs de semelle inférieure. Alors que pour le tablier de pont, une grande distance entre les semelles supérieures est plus favorable, c'est en général exactement le contraire pour la semelle inférieure. Une des raisons est le souci d'éviter les raccords longitudinaux bout-à-bout dans la semelle inférieure. Pour les poutres continues, la semelle inférieure est sensible au voilement local au niveau des piles et, pour cette raison, une semelle moins large donne un rapport largeur-épaisseur plus faible. L'effet du traînage de cisaillement constitue une autre raison de choisir une semelle moins large. L'inclinaison des âmes peut aller jusqu'à 30-40° et elle est limitée par l'augmentation de la largeur de l'âme.

Même avec une éventuelle inclinaison de l'âme, les semelles inférieures des poutres-caisson sont en général assez larges pour que le traînage de cisaillement soit significatif à l'état limite de service selon les règles données dans l'Eurocode 3 Partie 1-5. Pour l'état limite ultime, des déformations plastiques limitées peuvent être autorisées, ce qui réduit l'effet du traînage de cisaillement, voir l'EN 1993-1-5 section 3.3.

4.3.2 Pratique française

En France, pour les grands ponts construits depuis 1995, les raidisseurs longitudinaux de la semelle inférieure des poutres-caisson sont soit des raidisseurs plats, soit des augets (section trapézoïdale), soit des raidisseurs en T. Ces raidisseurs sont continus sur toute la longueur du pont.

Pour les raidisseurs plats ou en T, l'espacement transversal classique est d'environ 0,6 m, mais sans dépasser 1,0 m. La largeur à la base des augets se situe dans la plupart des cas entre 400 et

600 mm, tout comme l'espacement entre deux augets. L'espacement longitudinal des cadres de contreventement est habituellement compris entre 4,0 et 5,5 m.

On peut voir deux photos de raidisseurs de semelle inférieure habituels dans les Figures 4.2 et 4.3 :

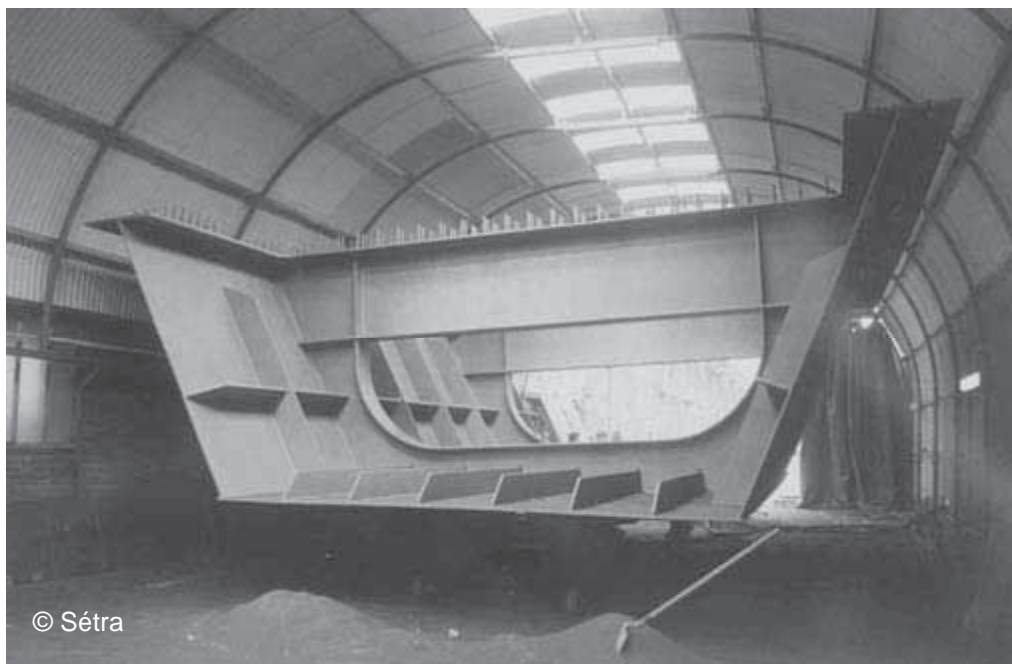


Figure 4.2 : Poutre caisson à Lille, France (raidisseurs à section ouverte).



Figure 4.3 : Poutre caisson avec raidisseurs à section fermée, Viaduc de Millau, France.

4.3.3 Pratique allemande

En Allemagne, les plaques inférieures des poutres-caisson mixtes et en acier sont calculées conformément aux exigences de dimensionnement données dans le document basé sur les Eurocodes "DIN Fachbericht 103" [23]. Contrairement aux tabliers orthotropes, le code ne donne aucune recommandation directe concernant le dimensionnement et les détails constructifs des plaques inférieures à raidisseurs longitudinaux. Le dimensionnement de ces plaques est réglementé uniquement en ce qui concerne les exigences statiques de la plaque, comme sa résistance au flambement. Aucune recommandation spécifique n'est donnée en ce qui concerne les dimensions et le nombre des raidisseurs.

La pratique courante en Allemagne consiste à utiliser des raidisseurs trapézoïdaux possédant des sections de Classe 1-3 et des hauteurs et épaisseurs habituelles d'environ $h_{st} = 200$ à 300 mm et

$t_{st} = 6$ à 10 mm. Jusqu'à présent, l'utilisation de raidisseurs de dimensions supérieures à sections transversales de Classe 4 est très peu répandue en Allemagne, et uniquement pour des ponts de très grandes dimensions. Des raidisseurs plats à sections transversales de classe 1 sont également utilisés, mais principalement pour des ponts ferroviaires.

L'espacement des cadres d'entretoisement est habituellement de 3 à 5 m.

La Figure 4.4 donne le schéma d'une section transversale typique de pont à poutre-caisson mixte allemand.

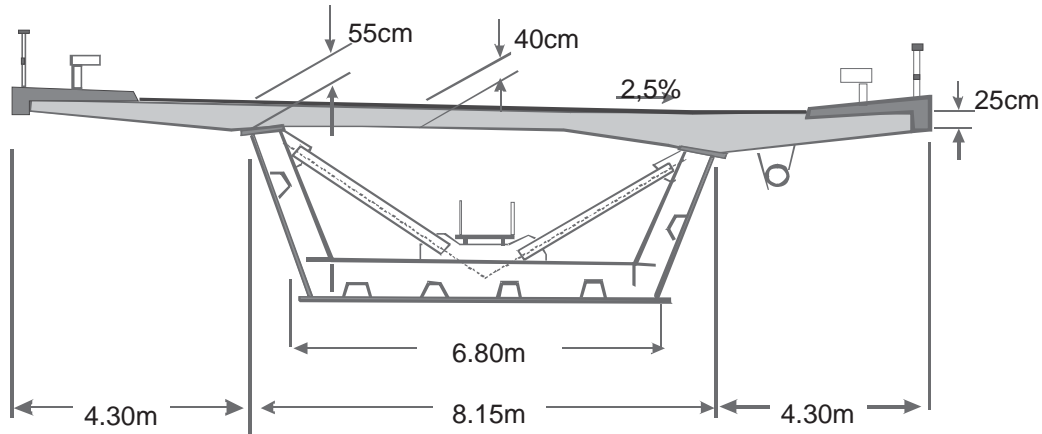


Figure 4.4 : Section transversale typique d'un pont caisson mixte allemand avec augets [39].

4.3.4 Pratique suédoise

Les poutres-caisson sont utilisées occasionnellement en Suède pour des ponts routes ainsi que pour des ponts rails. Pour les ponts routes, la forme trapézoïdale (âmes inclinées) illustrée dans la Figure 4.5 est courante. Les raidisseurs situés sur la semelle inférieure sont habituellement des augets formés à froid d'assez grandes dimensions. Il est courant de ne pas peindre l'intérieur du caisson, mais plutôt d'assurer une déshumidification. Les augets peuvent alors servir de conduites pour diffuser uniformément l'air sec dans le caisson. Il existe également une exigence selon laquelle la dalle en béton doit être protégée d'un dessèchement excessif. Elle peut être respectée en plaçant une tôle en acier sur le dessus du caisson. Il s'agit habituellement de tôles à profils trapézoïdaux qui servent également de coffrage perdu et qui forment un caisson fermé pendant le montage du pont. Ceci est essentiel pour empêcher le déversement. Le centre de cisaillement du caisson ouvert est situé bien au-dessous du fond du caisson et un flambement composé essentiellement d'une rotation autour du centre de cisaillement donne en général une charge critique très faible. Par conséquent, le caisson doit être fermé au cours du montage ou du lancement. Noter que la rigidité de ces tôles dépend essentiellement de leurs connexions, et qu'elle est bien inférieure à celle d'une tôle plane en acier de même épaisseur. Une autre solution consiste à installer un treillis entre les semelles supérieures, mais cette solution, plus onéreuse, n'est utilisée que lorsque la résistance des tôles à profils trapézoïdaux est insuffisante.

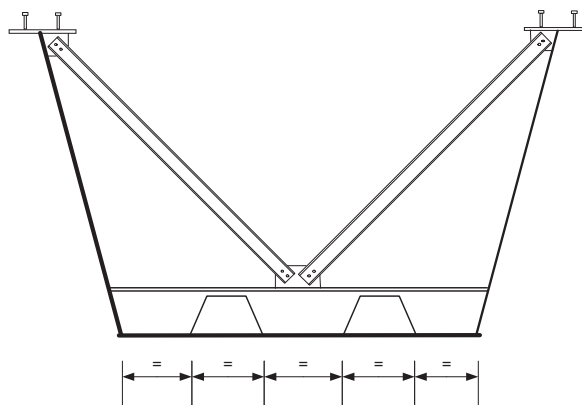


Figure 4.5 : Poutre-caisson à raidisseurs trapézoïdaux sur la semelle inférieure.

4.3.5 Conclusions et recommandations de calcul

La pratique courante pour le dimensionnement des fonds de caisson à raidisseurs longitudinaux est encore très différente selon les différents pays européens et elle dépend des traditions et techniques de construction locales. Il est difficile de donner des recommandations générales concernant le nombre et les dimensions des raidisseurs, car ils dépendent de nombreux facteurs, par exemple de la distance entre les diaphragmes. En se limitant aux exigences statiques concernant la semelle inférieure, on peut donner les conclusions et recommandations suivantes, basées sur les règles de dimensionnement des Eurocodes et sur les résultats du projet COMBRI :

1. La présence de raidisseurs est presque toujours nécessaire sur la semelle inférieure des ponts caisson à poutre continue, car la diminution de résistance avec l'augmentation de l'élançement est rapide.
2. Quand la semelle inférieure est raidie par des raidisseurs à section ouverte, il convient de s'assurer de la résistance de ces derniers. Les règles sont données dans l'EN 1993-1-5 pour le cas général et elles sont destinées à garantir un comportement de Classe 3. Ces règles sont très sévères pour les raidisseurs avec semelles comme les sections en T ou en L. Afin de les satisfaire, la contrainte de flambement par torsion critique doit habituellement être calculée en prenant en compte le maintien apporté par la semelle inférieure. Comme alternative, on peut utiliser des raidisseurs à section fermée, ceux-ci pouvant même être de Classe 4 si le voilement local des raidisseurs est pris en compte.
3. Dans le cas de plaques raidies, un calcul numérique approprié donne des contraintes de flambement critiques plus élevées et plus précises que les méthodes de calcul manuelles. *EBPlate*, développé dans le cadre du projet COMBRI, constitue un outil pratique pour la détermination de toutes sortes de contraintes de voilement critiques de plaques raidies, voir [26].
4. La rigidité de torsion des raidisseurs peut être prise en compte, ce qui permet des résultats encore plus favorables par rapport aux méthodes de calcul manuelles, particulièrement dans le cas d'augets de grandes dimensions. Le logiciel *EBPlate* ci-dessus mentionné donne la contrainte de voilement critique prenant en compte la rigidité de torsion et la déformation de section transversale des raidisseurs.
5. En raison du modèle mécanique utilisé pour la procédure de calcul des règles de dimensionnement de l'EN 1993-1-5, l'utilisation de raidisseurs très faibles donne des résultats insécuritaires. Le caractère insécuritaire diminue avec l'augmentation du nombre de raidisseurs. Pour se placer toujours du côté de la sécurité, il convient de n'utiliser que des raidisseurs d'une rigidité minimum $\gamma_L \geq \gamma_L^*$ où γ_L^* est la rigidité relative du raidisseur pour laquelle la contrainte de voilement globale de la plaque $\sigma_{cr,p, globale}$ devient égale à de la contrainte de voilement locale des sous-panneaux $\sigma_{cr,p, locale}$, et ainsi $\sigma_{cr,p, globale} \geq \sigma_{cr,p, locale}$. La valeur exacte doit être déterminée pour chaque section transversale spécifique. Pour une bonne approximation en vue du pré-dimensionnement, la valeur de la rigidité minimum exigée des raidisseurs peut être supposée égale à $\gamma_L^* = 25$ dans le cas de raidisseurs ouverts et à $\gamma_L^* = 50$ dans le cas de raidisseurs fermés.
6. L'élançement des sous-panneaux au niveau desquels commence la réduction de section efficace est $b/t = 42 \varepsilon$. Cette réduction est très abrupte lorsque cette limite est franchie, et il est souvent avantageux de rester en-deçà. Ceci peut être fait commodément en utilisant des augets de grandes dimensions comme indiqué dans la Figure 4.5.
7. Les raidisseurs de grandes dimensions ont l'avantage de permettre une plus grande distance entre les entretoises ou les diaphragmes, s'il n'existe aucune restriction imposée par d'autres éléments de section transversale, par exemple la semelle supérieure.

4.4 ACTION DOUBLEMENT MIXTE

4.4.1 Introduction

L'expression « action doublement mixte » fait référence à une poutre comportant deux semelles mixtes connectées par des âmes en acier. L'idée de base est que le béton est moins cher que l'acier quant il s'agit de reprendre la compression. A partir d'un pont mixte normal comportant une dalle en béton posée sur la poutre, servant de tablier et de semelle, une dalle en béton peut être ajoutée sur la semelle inférieure dans les zones où cette dernière est comprimée. Ceci a été utilisé en Allemagne dans des poutres-caisson de grande portée. Outre l'augmentation de l'aire de la semelle inférieure, le béton peut également servir à empêcher le voilement local de la semelle.

En France, une autre application a utilisé de l'action doublement mixte, qui peut être décrite comme un pont en béton précontraint comportant une âme en acier. Afin d'éviter qu'une partie trop importante de la précontrainte ne se perde dans l'acier, l'âme doit être flexible dans le sens axial.

L'utilisation de l'action doublement mixte a débuté très récemment et cette technique n'est pas encore pleinement développée. On trouvera ci-dessous les descriptions d'expériences acquises en France et en Allemagne, et enfin des recommandations pour le dimensionnement et le montage.

4.4.2 Pratique française

En France, pour les ponts ferroviaires, une dalle inférieure en béton est parfois ajoutée entre les deux semelles inférieures, mais cette conception n'est pas courante. Cette dalle inférieure est connectée aux âmes principales au moyen de goujons horizontaux, et parfois à la face supérieure des semelles inférieures. Toutefois, ces segments de dalle ne sont ajoutés que dans les zones avoisinant les appuis intermédiaires, où ils sont comprimés. En outre, les joints transversaux entre les différents segments de dalle ne sont pas bétonnés, de sorte qu'ils n'assurent pas vraiment une action doublement mixte, voir Figure 6.4.

Cette conception assure un meilleur comportement en torsion du tablier du pont, une réduction de l'émission sonore (particulièrement importante pour les lignes ferroviaires à grande vitesse) et une amélioration du comportement dynamique du pont. Elle est également utilisée pour empêcher le voilement local de la semelle inférieure comprimée dans la zone avoisinant les appuis intermédiaires.

4.4.3 Pratique allemande

En Allemagne, certains ponts à poutres-caisson comportent une dalle inférieure en béton. Ces ponts sont souvent à inertie variable dans le sens longitudinal et possèdent une section transversale qualifiée de doublement mixte au niveau des appuis [46]. Les caractéristiques générales de ces ponts sont les suivantes :

- **Rigidité** : Les sollicitations sont « drainées » par la section transversale doublement mixte en raison de sa rigidité, ce qui entraîne une augmentation du moment fléchissant au niveau des appuis et une réduction à mi-portée.
- **Stabilité** : Le transfert des efforts de la semelle inférieure en acier vers la dalle en béton inférieure permet de réduire l'épaisseur de la semelle en acier et d'augmenter la résistance au voilement de l'âme et de la semelle inférieure.
- **Construction** : Les dispositions constructives pour la zone de transition située entre section mixte et section non mixte est complexe, particulièrement en ce qui concerne les raidisseurs longitudinaux, les cadres d'entretoisement et les armatures.
- **Montage** : Le temps de montage est augmenté, car l'armature doit être positionnée au travers des cadres de contreventement, et il est nécessaire de procéder à des phases de bétonnage supplémentaires à proximité des appuis.

Compte tenu du caractère novateur au milieu des années 1980 des ponts à action doublement mixte, des projets de recherche ont été menés parallèlement à la construction de trois ponts, entre 1987 et 1995 : le pont de Wasserburg sur la rivière Inn, le pont de Torgau sur l'Elbe et le pont de Bernkastel-Kues sur la Moselle. On trouvera ci-dessous un résumé de leurs caractéristiques et les résultats des projets de recherche pont par pont, voir également [62], [63].

- Pont de Wasserburg sur la rivière Inn** : Il s'agit d'un pont à poutre-caisson en acier d'une hauteur constante, comportant une dalle supérieure en béton précontrainte dans les deux sens transversal et longitudinal. La dalle inférieure en béton a une longueur de 20,38 m de chaque côté des piles, ce qui correspond à 0,25 et 0,20 fois la longueur de chaque travée. L'épaisseur de la dalle commence à 20 cm et augmente sur une longueur de 16,65 m jusqu'à 65 cm, puis enfin jusqu'à 200 cm. Les entretoises au niveau des appuis sont réalisés en béton. La Figure 4.6 montre une élévation de ce pont.

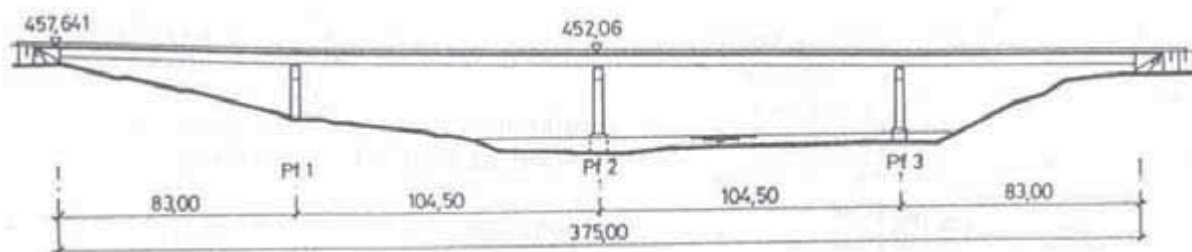


Figure 4.6 : Elévation du pont de Wasserburg sur la rivière Inn, Allemagne, 1987.

Les déformations mesurées lors de la construction ont montré une répartition non linéaire des contraintes dans la semelle inférieure en acier, particulièrement au niveau des appuis, avec en particulier des concentrations de contraintes au voisinage des âmes. L'écart des mesures par rapport à la répartition calculée était d'environ 43% au niveau des appuis, et diminuait en s'éloignant de l'axe de la pile. Toutefois, la fatigue des connecteurs très sollicités fût suspectée. Dans le cadre du projet de recherche, une méthode a été développée pour déterminer la répartition de l'effort tranchant à l'interface entre la dalle et les poutres. Elle a montré que les âmes en acier transmettent 79% du cisaillement directement dans la membrure en béton tandis que seuls les 21% restants sont transmis par la semelle inférieure en acier. Il a été démontré que le raccourcissement des membrures inférieures sous l'effet d'un moment négatif est piloté par la membrure en béton qui influence la semelle inférieure en acier, ce qui était l'inverse du comportement prévu. Ce phénomène entraîne cette répartition inattendue des charges dans les connecteurs. En outre, les cadres de contreventement contribuent à un transfert de charges au centre de la semelle inférieure. Ces cadres de contreventement et les raidisseurs transversaux transmettent environ 60% des efforts tranchants tandis que seuls 40% sont repris par les goujons.

Par ailleurs, des fissures furent détectées dans les entretoises en béton au niveau des appuis intermédiaires, au cours d'un essai de charge réalisé en 1989. On pensa que des charges de trafic répétées et une modification de la largeur des fissures pouvaient entraîner une fatigue et la corrosion des armatures. En conséquence, des mesures furent effectuées en 1996 avec un trafic normal afin de vérifier les largeurs de fissures. Pratiquement aucune augmentation ne put être observée, ce qui fut lié au fait que les charges étaient différentes (charges d'essai et charges sous trafic normal) et que les largeurs de fissures n'augmentent pas de façon linéaire. Les déformations en traction mesurées étaient inattendues dans une zone où les efforts de compression prédominent habituellement. Cependant, en raison des rigidités de cisaillement et de flexion élevées de la membrure inférieure en béton par rapport aux âmes en acier, il se produit dans la membrure en béton un moment fléchissant partiel qui n'est plus négligeable.

- Pont de Torgau sur l'Elbe** : Il s'agit d'un pont avec un caisson en acier à inertie variable. La dalle supérieure en béton est sans précontrainte. La dalle inférieure en béton a une longueur de 21,25 m dans la travée longue et de 23,75 m dans la travée courte à hauteur variable, à proximité de la pile, ce qui correspond à 0,20 et 0,37 fois la longueur de chaque travée. L'épaisseur de la dalle commence à environ 50 cm et augmente jusqu'à 90 cm au niveau de l'axe de la pile. Les entretoises au niveau des appuis sont en acier. La Figure 4.7 montre une élévation de ce pont.

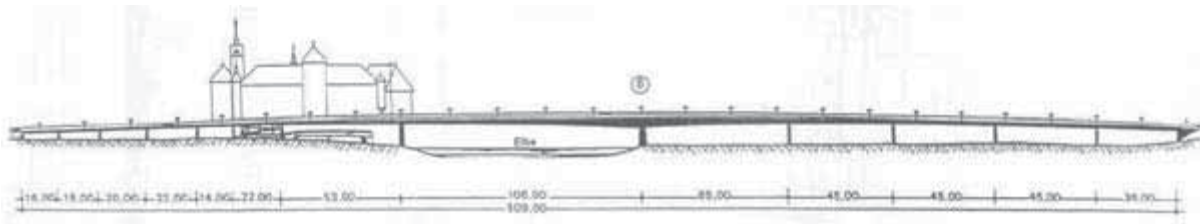


Figure 4.7 : Elévation du pont de Torgau sur l'Elbe, Allemagne, 1993.

Pour le pont de Torgau sur l'Elbe, on a tenu compte des résultats de l'étude du pont de Wasserburg sur la rivière Inn. Ainsi, le décalage de l'axe neutre entre l'acier et la semelle inférieure en béton a été pris en compte plus précisément, et les moments correspondants (moment fléchissant dû aux positions différentes des axes neutres de la section en acier et de la section mixte) ont été repris par un couple de forces transmis par des goujons d'âmes situés à proximité des cadres de contreventement.

Les premières mesures effectuées sur le pont ont montré que la dalle inférieure en béton est pleinement efficace. Toutefois, il était surprenant que la dalle supérieure en béton ne soit pas totalement fissurée comme on l'avait supposé à l'origine, et cette plus grande rigidité améliorerait donc la répartition des sollicitations. Des mesures effectuées en 1995 ont montré que la dalle inférieure en béton était toujours pleinement efficace. On a observé que le moment fléchissant négatif exercé au niveau des appuis n'était pas réduit comme prévu, mais que les efforts tranchants moyens entre l'acier et la membrure inférieure en béton étaient résolument plus faibles.

- **Pont de Bernkastel-Kues sur la Moselle** : Il s'agit d'un pont-caisson à inertie variable, comportant deux caissons et une dalle supérieure en béton précontrainte dans le sens longitudinal. La dalle inférieure a une longueur totale de 28,6 m au niveau des piles, ce qui donne une section transversale doublement mixte de 0,42 et 0,18 fois la longueur de la travée extérieure et intérieure. L'épaisseur de la dalle atteint 50 cm au niveau de l'axe de la pile. Les entretoises au niveau des appuis sont en acier. La Figure 4.8 montre une élévation de ce pont.

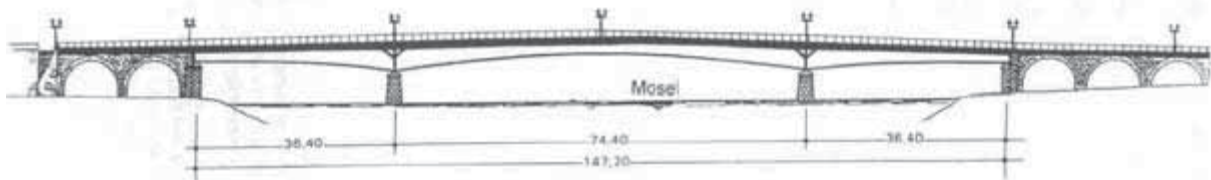


Figure 4.8 : Elévation du pont de Bernkastel-Kues sur la Moselle, Allemagne, 1995.

L'objet du projet de recherche associé était principalement d'améliorer la connaissance de l'action mixte pour les poutres à inertie fortement variable. Les mesures effectuées sur le pont ont montré que les variations d'inertie ont un effet positif sur les efforts tranchants et les efforts de connexion.

Les résultats des projets de recherche menés sur les ponts ci-dessus mentionnés ont grandement influencé la conception et la construction ultérieures de ponts à action doublement mixte en Allemagne. Le pont de Neuötting sur la rivière Inn en est un exemple bien connu, avec une travée principale de 154 m, qui a été achevé en l'an 2000, voir Figure 4.9 et [12], [50]. La poutre à hauteur variable supporte une dalle supérieure en béton sans précontrainte. La dalle inférieure en béton a une longueur de 50 m et 40 m au-dessus des piles entourant le lit de la rivière, avec une épaisseur variant de 40 cm au début de la membrure en béton à 120 cm au niveau des piles.

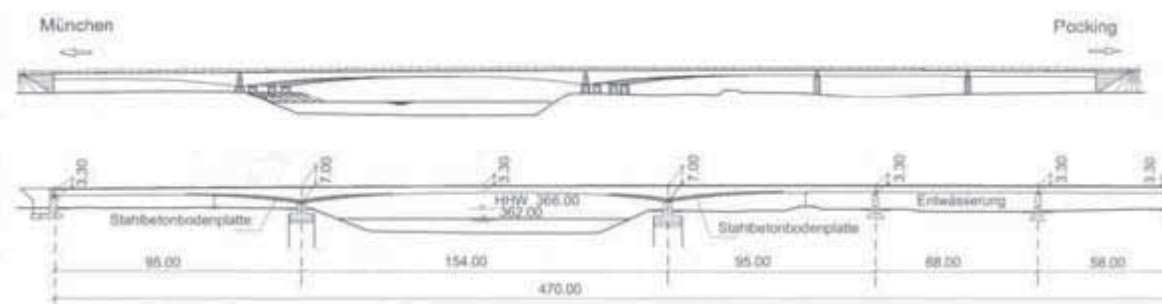


Figure 4.9 : Elévation et coupe longitudinale du pont de Neuötting sur la rivière Inn, Allemagne, 2000.

Le Tableau 4.1 donne un aperçu des ponts à action doublement mixte les plus remarquables qui ont été construits en Allemagne.

Pont	Année	Longueur (m)	Travées (m)	Aire (m ²)
Pont Wasserburg sur la rivière Inn	1987	375	83-104,5	5156
Pont Torgau sur l'Elbe	1993	395	36-106	5925
Pont de Nantenbach sur la Main	1994	374,4	83,2-208	5354
Pont de Bernkastel-Kues sur la Moselle	1995	147.2	36.4-74.4	1766
Pont de Meißen sur l'Elbe	1997	330	36-108	6943
Pont de Neuötting sur la rivière Inn	2000	470	58-154	13865
Pont de Plaue sur la rivière Havel	2002	240	35-70	3180

Tableau 4.1 : Ponts allemands à action doublement mixte

4.4.4 Recommandations

On trouvera ci-dessous un résumé des connaissances techniques les plus récentes sur l'action doublement mixte, résultant des divers projets de recherche menés principalement en Allemagne :

- **Conception** : Il convient que la dalle inférieure en béton soit positionnée dans la région de moment fléchissant négatif de sorte qu'elle ne soit soumise qu'à des efforts de compression. Elle doit commencer approximativement aux points zéro de la répartition des moments afin de réduire les forces devant être transmises entre les éléments en acier et la membrure en béton au niveau du changement de type de section.
- **Analyse globale** : Une poutre doublement mixte sans précontrainte longitudinale de la dalle supérieure en béton peut être dimensionnée comme une poutre mixte ordinaire que l'on retournerait. En cas de précontrainte longitudinale de la dalle supérieure en béton, l'influence du fluage et du retrait sur les membrures en béton doit être prise en compte. Cette influence a fait l'objet d'une étude dans [43].
- **Répartition des sollicitations entre la poutre-caisson en acier et la dalle inférieure en béton** : Les structures doublement mixtes ne peuvent être calculées sur la base de l'hypothèse de Bernoulli car une interaction partielle se produit dans les poutres à plusieurs membrures quand la connexion est flexible, ce qui ne peut être négligé. Ces poutres ont une distribution des contraintes non linéaire sur leur hauteur, ce qui doit être pris en compte dans les calculs. Ces effets ont été discutés et étendus aux problèmes dynamiques dans [40].

- **Transmission des charges entre la poutre en acier et la dalle inférieure en béton** : On doit prendre en compte le fait que le décalage de l'axe neutre génère des moments secondaires, qui doivent être repris par les goujons situés au niveau des âmes des cadres de contreventement.
- **Répartition des efforts tranchants** : Pour la connexion entre la membrure en béton et les éléments en acier, on utilise habituellement des goujons de cisaillement. Leur disposition fait apparaître deux zones principales. Dans la zone de transition entre la semelle inférieure en acier et la membrure en béton, les goujons sont régulièrement répartis sur toute la largeur de la semelle inférieure et la répartition des forces est déterminée en fonction de la rigidité axiale des sections en acier et en béton. Dans les autres parties de la semelle inférieure en acier, les goujons se situent principalement à proximité des âmes, car il existe une répartition des contraintes fortement non linéaire et les goujons qui sont situés au niveau des âmes supportent une charge plus élevée que les autres. La répartition des efforts tranchants dans les sections mixtes a fait l'objet d'une étude dans [64]. La Section 9 de l'EN 1994-2 donne des règles de calcul qui favorisent une concentration des goujons à proximité des âmes.
- **Connecteurs de cisaillement** : Contrairement aux connecteurs courants, les goujons soudés à l'âme et disposés horizontalement à courte distance de la surface du béton possèdent une résistance réduite, tant pour les actions statiques qu'à la fatigue. Ce sujet a été traité dans [8] et des règles de calcul sont données dans l'Annexe C de l'EN 1994-2 [36]. En raison de la répartition des contraintes, les connecteurs de cisaillement sont concentrés dans une zone proche des âmes. Au centre de la semelle, où l'on compte sur l'encastrement assuré par les connecteurs de cisaillement pour empêcher le voilement local de l'élément en acier d'une plaque mixte comprimée, il convient que l'entraxe des connecteurs n'excède pas les limites données dans le paragraphe 9.4(7) de l'EN 1994-2.
- **Construction** : Pour le dimensionnement de la plaque inférieure en acier, le bétonnage de la membrure est décisif. Ainsi, le béton est souvent appliqué en plusieurs couches afin de créer progressivement une action mixte partielle pour les bétonnages successifs. Une question récurrente est le coût de revient de la semelle inférieure utilisée comme coffrage. En fonction du coût de la main-d'œuvre ou du matériau, on choisira plutôt une plaque épaisse comportant le moins possible de raidisseurs longitudinaux, ou une plaque élancée raidie longitudinalement pour supporter le poids du béton frais. Si le pont est construit par lancement et si le bétonnage est réalisé avant le lancement, la plaque inférieure peut être étayée et l'on peut alors éviter l'utilisation de raidisseurs longitudinaux pour les plaques minces.

5 AMES

5.1 INTRODUCTION

Les semelles ont été traitées séparément en 4, dans la mesure où elles constituent un composant fondamental pour obtenir la résistance à la flexion de la section. Les âmes jouent elles aussi un rôle important, en ce qui concerne la résistance à l'effort tranchant. Elles ont en outre pour fonction de relier les semelles entre elles. L'épaisseur des âmes se détermine principalement sur la base de la résistance à l'effort tranchant. Quand les âmes sont de grande hauteur ou élancées, il faut aussi s'assurer de leur stabilité.

Le raidissage des âmes peut se faire aussi bien avec des raidisseurs longitudinaux et/ou transversaux. La présence de raidisseurs transversaux permet d'augmenter la résistance à l'effort tranchant, quand la distance entre raidisseurs est suffisamment faible. Pour des distances plus élevées, l'influence est trop faible pour pouvoir justifier le surcoût de ces raidisseurs. Différents aspects de la conception des raidisseurs transversaux sont abordés en 5.2.

Les raidisseurs longitudinaux augmentent non seulement la résistance à la flexion de la section (quand ils sont continus sur toute la longueur de l'ouvrage) mais aussi la résistance à l'effort tranchant de l'âme. L'aspect économique d'un raidissage longitudinal est étudié en 5.3.

En 5.4, les différents types de section pour les raidisseurs longitudinaux sont présentés brièvement et leur utilisation dans différents pays est décrite. Outre les dispositions usuelles, il existe aussi des dispositions atypiques pour ces raidisseurs, par exemple les raidisseurs discontinus ou les raidisseurs placés en face externe afin d'éviter les problèmes de raccordement avec les raidisseurs transversaux.

5.2 RAIDISSEURS VERTICAUX

Les raidisseurs verticaux sont en général positionnés aux emplacements des entretoisements ou des diaphragmes. Ceci confère aux raidisseurs le double rôle de raidir l'âme et de servir de supports aux entretoisements. Les entretoisements sont nécessaires pour empêcher le déversement pendant le montage et également en service dans les régions des piles. L'effet des raidisseurs transversaux sur la résistance des poutres se limite à une augmentation de la résistance au voilement par cisaillement si l'âme est dépourvue de raidisseurs longitudinaux. L'augmentation de la résistance au cisaillement rend possible la réduction de l'épaisseur d'âme, ce qui permet une certaine économie. Celle-ci est toutefois tempérée par une augmentation du coût du raidissage, et des comparaisons montrent que l'économie nette est nulle. La première conclusion est que l'ajout de raidisseurs entre les plans de contreventement n'est pas intéressant. Dans les anciens codes, des règles donnaient un espacement maximum à respecter entre les raidisseurs verticaux. Toutefois, ces règles n'ont aucun fondement rationnel, et il n'existe aucune restriction de ce type dans l'EN 1993-1-5, si l'on excepte l'exigence de la présence de raidisseurs verticaux au niveau des appuis. Par conséquent, la deuxième conclusion est qu'il faut supprimer totalement les raidisseurs verticaux redondants et utiliser de petites équerres pour fixer les entretoisements, comme indiqué dans la Figure 6.9. Ceci peut convenir dans la région de moment fléchissant positif des ponts à faible et moyenne portées. Pour les grandes portées, il peut être judicieux d'ajouter également une poutre horizontale à la partie supérieure.

Les raidisseurs verticaux sont des raidisseurs plats ou des raidisseurs en T. Lorsqu'ils sont intégrés dans un cadre de contreventement, on peut utiliser des raidisseurs en T et la traverse est soudée sur la semelle du raidisseur vertical. Si l'on ajoute un raidisseur vertical entre deux cadres de contreventement, il s'agit en général d'un plat simple.

Pour les raidisseurs en T, l'âme et la semelle des raidisseurs sont soudées sur la semelle supérieure des poutres principales. En travée, pour des raisons de fatigue, la semelle des raidisseurs en T verticaux est munie d'une découpe en V et elle n'est pas soudée sur la semelle inférieure des poutres principales, voir Figure 5.1. Au niveau des appuis, les raidisseurs en T verticaux sont très souvent doublés à l'extérieur de la poutre principale et la section en T est entièrement soudée sur la semelle inférieure.

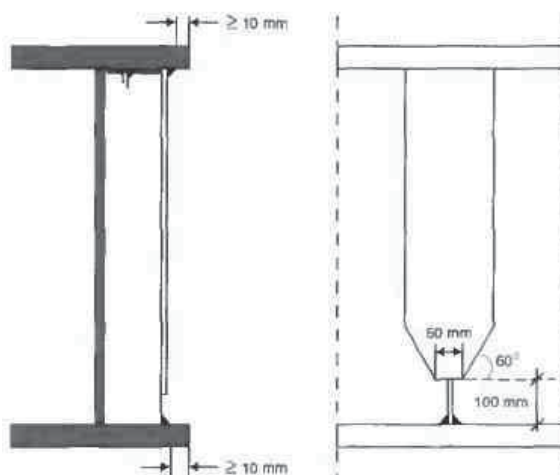


Figure 5.1 : Raidisseurs verticaux en T.

Les raidisseurs verticaux sont utilisés surtout au niveau de chaque cadre de contreventement. Ces derniers sont en général espacés de 6,0 à 10,0 m pour les ponts à poutres, et de 4,0 à 5,5 m pour les ponts-caisson. Au voisinage des appuis intermédiaires, on peut ajouter des raidisseurs verticaux pour limiter le rapport d'aspect a/b du premier panneau d'âme afin de mieux résister au voilement par cisaillement. Comme mentionné ci-dessus, une autre solution consiste à augmenter l'épaisseur d'âme. Il est utile de noter que l'EN 1993-1-5 exige, en cas de changements d'épaisseur de plaque de l'âme, que la soudure d'assemblage bout-à-bout transversal soit suffisamment proche d'un raidisseur transversal (si cette exigence n'est pas respectée, les effets de l'excentricité doivent être pris en compte). Ceci peut avoir des conséquences sur le positionnement des raidisseurs, par rapport à l'optimisation des épaisseurs de plaques.

Outre les règles concernant le voilement de plaque, l'EN 1993-1-5 donne également des recommandations pour la vérification des raidisseurs eux-mêmes. Il convient que les raidisseurs transversaux soient capables de supporter les forces déviantes provoquées par les panneaux comprimés adjacents et que leur résistance et leur rigidité soient calculées en conséquence. Pour la vérification, il convient que le raidisseur soit considéré comme une poutre sur appuis simples avec une imperfection initiale sinusoïdale, conformément au modèle statique donné dans la Figure 5.2, en supposant que les raidisseurs adjacents sont rigides et rectilignes.

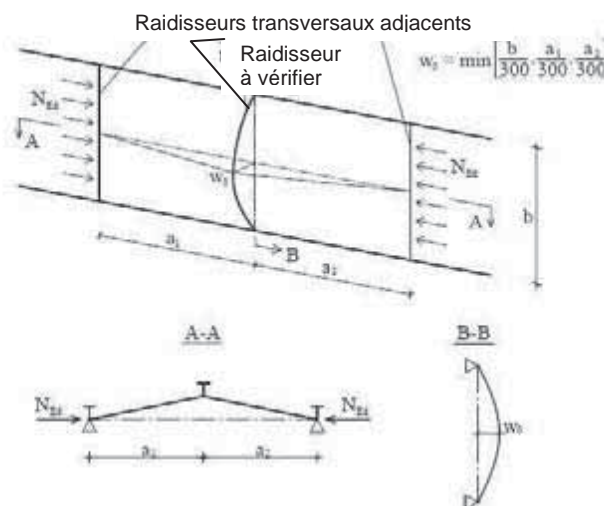


Figure 5.2 : Modèle statique pour la vérification des raidisseurs.

En principe, sur la base d'une méthode d'analyse élastique au second ordre, il faut normalement que les deux critères suivants soient satisfaits à l'état limite ultime :

- la contrainte maximum exercée dans le raidisseur ne doit pas être supérieure à f_y/γ_{M1}
- la flèche additionnelle ne doit pas être supérieure à $b/300$.

Il convient d'inclure toute charge appropriée agissant sur le raidisseur, comme par exemple l'effort normal exercé sur le raidisseur par les forces externes appliquées directement, ou les charges transversales horizontales du raidisseur dues à la courbure dans le plan de la poutre. Dans le cas le plus général, un raidisseur transversal peut être soumis aux charges suivantes :

- Forces déviantes transversales générées par l'effort de compression longitudinal ou le moment fléchissant du panneau adjacent ;
- Charges transversales externes dans le sens horizontal ;
- Effort normal exercé dans le raidisseur par les charges transversales verticales agissant sur la poutre ;
- Effort normal exercé dans le raidisseur et pouvant provenir d'un voilement par cisaillement, voir § 9.3.3(3) de l'EN 1993-1-5.

Pour certaines de ces situations (forces déviantes transversales avec ou sans efforts normaux directs dans le raidisseur), l'EN 1993-1-5 propose des règles équivalentes basées sur des critères d'inertie ou sur une analyse linéaire équivalente (EN 1993-1-5, 9.2.1 (1) à (7) [31]).

On peut trouver des informations détaillées sur ces exigences, ainsi qu'un exemple complet de calcul d'une poutre à âme pleine, y compris la vérification des raidisseurs transversaux, dans la référence [45].

En outre, l'EN 1993-1-5 exige que le flambement par torsion des raidisseurs soit empêché. A cet effet, deux critères sont donnés pour les cas où la rigidité de gauchissement est prise en compte ou non. Le Chapitre 3 du document COMBRI [68] consacré au « Dimensionnement des cadres de contreventement pour un pont bipoutre » montre un exemple de l'utilisation de ces critères.

Outre son rôle de raidisseur d'appui supportant la force de réaction au niveau de l'appui, il convient qu'un montant d'extrémité rigide soit également dimensionné comme une poutre courte, d'une longueur égale à la hauteur de l'âme, supportant les contraintes de membrane longitudinales dans le plan de l'âme. Il convient qu'un montant d'extrémité rigide comporte deux raidisseurs transversaux doubles formant les semelles de la poutre courte, avec une aire de section transversale minimale et une distance entre les deux raidisseurs maximale. Comme solution alternative, un montant d'extrémité rigide peut être réalisé par insertion d'une section laminée à chaud. Si le montant d'extrémité ne peut être considéré comme rigide, une résistance au cisaillement réduite du montant d'extrémité doit être calculée conformément à la Section 5 de l'EN 1993-1-5, voir Figure 5.3

Les travaux de recherche COMBRI ont montré que, pour les âmes comportant des raidisseurs longitudinaux fermés (c'est-à-dire des augets) soudés sur les raidisseurs transversaux, ces derniers pouvaient être considérés comme des montants d'extrémité rigides, même s'ils ne remplissaient pas les conditions ci-dessus. Cette possibilité ne figure cependant pas dans l'EN 1993-1-5.

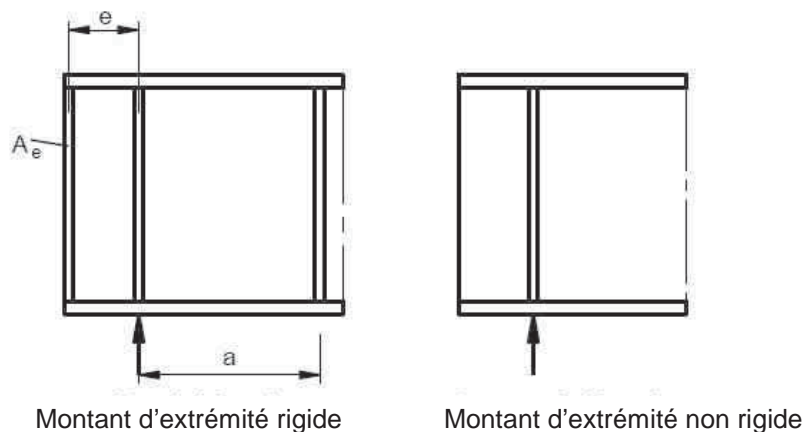


Figure 5.3 : Montant d'extrémité rigide / non rigide.

La résistance et la rigidité des raidisseurs intermédiaires agissant comme des appuis rigides à la limite des panneaux d'âme internes doivent être vérifiées, en suivant la procédure précédemment décrite. D'autres exigences minimales concernant la rigidité sont également données par l'EN 1993-1-5 pour les raidisseurs transversaux intermédiaires devant être considérés comme rigides. Si les exigences concernées ne sont pas satisfaites, les raidisseurs transversaux sont considérés comme flexibles et leur rigidité réelle peut être prise en compte dans le calcul de leur coefficient de voilement par cisaillement k_{τ} . Aucune information n'est cependant donnée dans l'EN 1993-1-5. Il convient donc d'utiliser un logiciel approprié, comme *EBPlate*, développé dans le cadre du présent projet.

Bien que l'EN 1993-1-5 ne soit pas clair sur ce point, les règles supposent que la présence des raidisseurs transversaux augmente la résistance. En ce qui concerne la compression longitudinale, c'est le cas pour une âme munie de raidisseurs longitudinaux. Pour une âme non raidie, la longueur d'onde du voilement provoqué par les contraintes directes est habituellement si faible qu'aucune augmentation de la résistance n'est prise en compte. Dans ce cas, les critères ci-dessus ne concernent pas une âme dépourvue de raidisseurs longitudinaux. Cependant, si le raidisseur supporte des charges directes ou transversales, ou s'il provoque une augmentation de la résistance au cisaillement, il convient de prendre en compte l'effet de la compression longitudinale. Ces règles sont dans la plupart des cas trop sécuritaires, et elles constituent également une bonne raison de ne pas utiliser de raidisseurs transversaux, sauf s'ils sont nécessaires dans un but particulier, mais l'augmentation de la résistance au cisaillement n'est pas une raison valable.

5.3 TRANSITION ENTRE AMES NON RAIDIES ET AMES RAIDIES LONGITUDINALEMENT

Dans le cadre du projet COMBRI, un pont à poutres en I d'une hauteur de 2,8 m a été étudié et on a comparé les dimensionnements effectués avec et sans raidisseurs longitudinaux [15]. Les calculs pour une travée interne sont donnés dans la Figure 5.4.

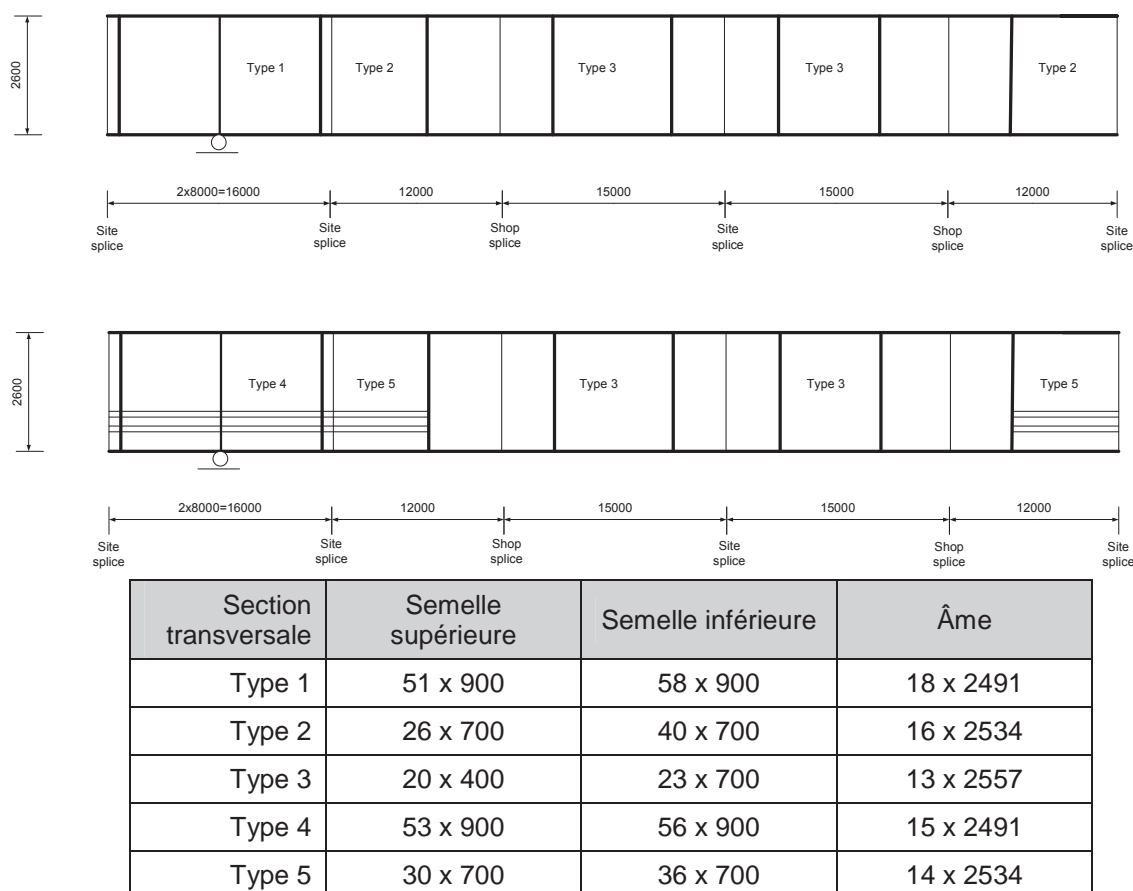


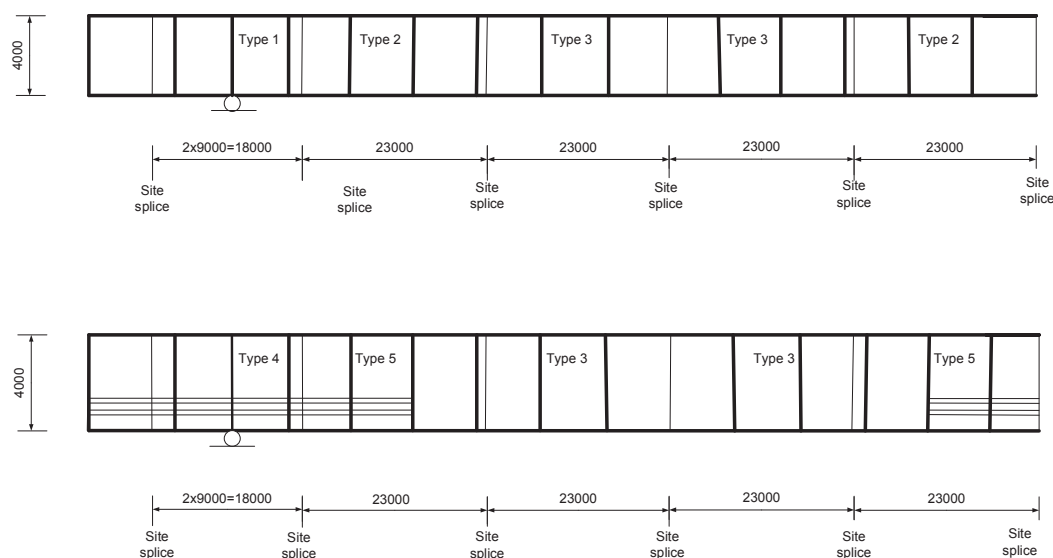
Figure 5.4 : Cas d'une poutre sans (haut) et avec (bas) raidisseurs longitudinaux (le dessin n'est pas à l'échelle). Liste des plaques d'acier, toutes en nuance S460.

Les deux dimensionnements utilisent la même section transversale en travée et si l'on détermine la différence de coût, on obtient une augmentation de 18 €/m^2 de tablier pour la solution comportant des raidisseurs longitudinaux. Cela représente moins de 2% du coût total du pont et environ 4% du coût des poutres en acier. Même si la différence est faible, le résultat est clairement en faveur d'un dimensionnement sans raidisseurs longitudinaux. Il est également cohérent avec la pratique suédoise courante qui n'utilise pas de raidisseurs longitudinaux pour les poutres comportant une âme d'une hauteur inférieure à 3,2 m. Ce chiffre ne correspond pas exactement au seuil de rentabilité, qui peut varier en fonction des cas. La véritable raison de cette limite est qu'il s'agit de la largeur de plaque maximum fabriquée en Suède et en Finlande, et que cette longueur est conservée afin d'éviter une soudure d'assemblage bout-à-bout longitudinale, même si une poutre de hauteur supérieure exigerait moins de matière.

La conclusion ci-dessus est liée à l'utilisation de largeurs efficace pour le dimensionnement des sections de Classe 4. La méthode par largeurs efficace est autorisée en Suède depuis 1988, avec toutefois des limites plus strictes que celles de l'EN1993-2 pour la respiration de l'âme. L'EN 1993-1-5 donne deux méthodes pour le dimensionnement des sections de Classe 4. L'une d'elles est la *méthode des largeurs efficaces* utilisée dans l'étude ci-dessus, et l'autre, basée sur les limitations de contraintes sans redistribution, est donnée dans la Section 10. Si l'on applique cette dernière, la solution alternative utilisant des raidisseurs longitudinaux serait plus ou moins acceptable (non vérifiée en détail) mais la solution sans raidisseurs longitudinaux serait tout à fait impossible. Pour la section de la pile, l'épaisseur d'âme doit être pratiquement doublée (de 18 à 36 mm) afin d'éviter une réduction des contraintes de compression dues au voilement de l'âme. La semelle pourrait alors être réduite mais l'augmentation de poids serait toujours conséquente et cette solution ne serait pas économique.

Afin de trouver une limite de hauteur à partir de laquelle des âmes non raidies cessent d'être économiques, des études complémentaires ont été effectuées dans le cadre du projet COMBRI, et un autre pont (imaginaire) a été dimensionné avec des travées de plus grande hauteur. Les calculs pour une travée interne sont donnés dans la Figure 5.5.

La comparaison est effectuée pour une poutre en I d'une hauteur de 4 m, et l'analyse comparative est réalisée avec les mêmes hypothèses que pour la poutre en I d'une hauteur de 2,6 m. Deux sections possèdent la même section transversale en travée, et la différence de coût est attribuée aux sections qui sont différentes. La comparaison des coûts des deux solutions donne une différence négligeable d'environ 1 €/m^2 en faveur de la solution dépourvue de raidisseurs, ce qui montre que la hauteur limite à partir de laquelle les âmes non raidies cessent d'être économiques serait d'environ 4 m. Pour les deux ponts, on a utilisé dans les calculs des raidisseurs longitudinaux trapézoïdaux, et les coûts ont été calculés par le même constructeur de ponts.



Section transversale	Semelle supérieure	Semelle inférieure	Âme
Type 1	77 x 1150	86 x 1150	24 x 3837
Type 2	55 x 1000	57 x 1150	22 x 3888
Type 3	43 x 600	55 x 1150	17 x 3902
Type 4	80 x 1150	80 x 1150	21 x 3840
Type 5	55 x 1000	54 x 1150	19 x 3891

Figure 5.5 : Cas d'une poutre sans (haut) et avec (bas) raidisseurs longitudinaux (vues hors échelle)
Liste des plaques d'acier avec les semelles en S460 et les âmes en S355.

5.4 TYPE DE RAIDISSEUR LONGITUDINAL ET CONTINUE

5.4.1 Généralités

On peut utiliser deux types principaux de raidisseur longitudinal :

- Raidisseur ouvert, habituellement un plat simple ;
- Raidisseur fermé, habituellement un auget.

Dans le cas de ponts-caisson, les raidisseurs sont situés à l'intérieur du caisson. Dans le cas de ponts à poutres en I, ils sont en général situés entre les poutres. Dans quelques cas, des raidisseurs longitudinaux fermés ont été positionnés à l'extérieur de la poutre pour résoudre le problème d'intersection avec les raidisseurs verticaux.

5.4.2 Raidisseur longitudinal en plat simple

Les raidisseurs plats sont en général continus sur la longueur du pont et ils passent au travers des raidisseurs verticaux. Dans ce cas, ils sont pleinement pris en compte pour l'analyse globale et l'analyse de section. Leur position dans la hauteur de l'âme est le résultat d'un compromis entre différentes vérifications (cisaillement, flexion, charges partiellement réparties).

Comme exception, en France, afin d'éviter le problème de découpage des raidisseurs verticaux, les raidisseurs longitudinaux en plat simples sont discontinus (voir la Figure 5.6 qui illustre cette conception typiquement française). Dans ce cas, l'EN1993-1-5, 9.2.2 (2) indique comment les prendre en compte :

- ils sont négligés dans l'analyse globale et dans le calcul des contraintes ;
- ils sont pris en compte dans le calcul des largeurs efficaces^D des sous-panneaux d'âme et dans le calcul des contraintes critiques élastiques.

Afin d'améliorer le comportement à la fatigue, ces raidisseurs longitudinaux discontinus possèdent des extrémités à section décroissante, voir la Figure 5.7 pour la classification à la fatigue.



Figure 5.6 : Pont bipoutre de Triel-sur-Seine, France, 2003.

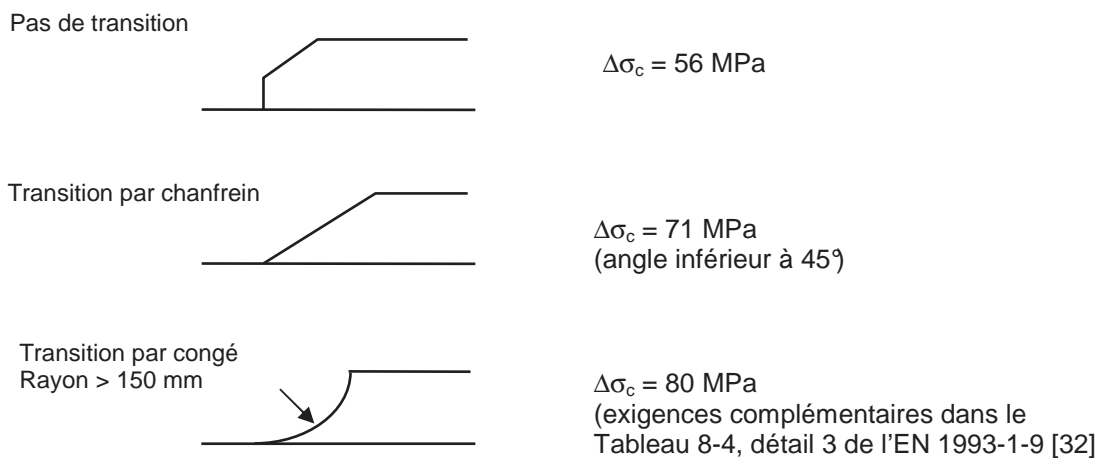


Figure 5.7 : Catégories de détail à la fatigue pour un raidisseur en simple plat.

5.4.3 Raidisseur à section fermée

Ils sont normalement continus et passent par des ouvertures pratiquées dans les raidisseurs transversaux. L'EN1993-1-5, 9.2.4 (4) donne des détails constructifs concernant les dimensions des ouvertures pratiquées dans les raidisseurs transversaux (voir Figure 5.8). Après avoir été découpé, le raidisseur transversal possède une résistance au cisaillement réduite que l'EN1993-1-5, 9.2.4(5) prend en compte par l'ajout d'un critère pour la résistance au cisaillement de l'âme brute adjacente à la découpe. Ce détail constructif comportant des ouvertures dans les raidisseurs transversaux est également meilleur pour le comportement à la fatigue.

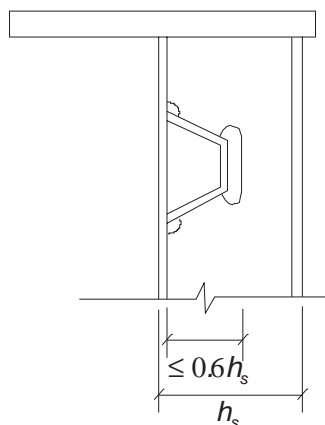


Figure 5.8 : Découpes dans un raidisseur transversal.

5.4.4 Raidisseurs longitudinaux discontinus

La réglementation française actuelle concernant le flambement des plaques, qui est fondée sur la théorie du flambement élastique, peut conduire à utiliser un ou deux raidisseurs longitudinaux (selon la hauteur de l'âme) soudés sur les poutres principales.

Pour les ponts à poutres en I, ces raidisseurs longitudinaux sont habituellement des plats simples. Leur positionnement dans la hauteur de l'âme est le résultat d'un compromis entre différentes vérifications (cisaillement, flexion, charges partiellement réparties). Afin d'améliorer le comportement à la fatigue, les raidisseurs longitudinaux sont discontinus (sans soudures sur les raidisseurs verticaux) et comportent des extrémités à section décroissante (voir Figure 5.6).

Etant donné qu'ils ne sont pas continus, leur section en acier n'est pas prise en compte dans l'analyse globale.

5.4.5 Raidisseurs longitudinaux extérieurs

En général, les raidisseurs longitudinaux sont orientés vers l'intérieur de la structure du pont. Habituellement, d'autres éléments de raidissement comme les raidisseurs verticaux et/ou les cadres de contreventement sont également disposés au même emplacement. En conséquence, les problèmes de détails constructifs situés entre le raidisseur positionné dans le sens longitudinal et les raidisseurs verticaux et/ou les cadres de contreventement doivent être résolus. Un exemple d'une telle situation dans une poutre-caisson habituelle est illustré dans la Figure 5.9.

Comme solution alternative, les raidisseurs longitudinaux peuvent être disposés sur le côté opposé aux raidisseurs verticaux et/ou aux cadres de contreventement, ce qui correspond en général à la surface extérieure de l'âme. Ainsi, non seulement on économise les coûts des détails constructifs et de la fabrication des joints d'intersection, mais on réduit également le nombre de gruegées en ce qui concerne la fatigue.

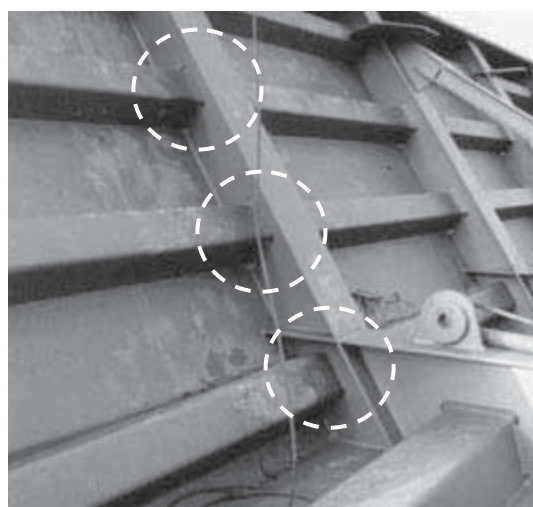


Figure 5.9 : Détail constructif de l'intersection entre raidisseur longitudinal et cadre de contreventement

Un exemple souvent cité dans la littérature est celui d'un pont où les raidisseurs longitudinaux ont été placés à l'extérieur de l'âme, le pont de Nordsteg sur le Danube à Vienne en Autriche [57], [67], cf. Figure 5.10. Ce pont a été achevé en 1996 et a d'abord été utilisé comme pont routier pour permettre les travaux de maintenance complète d'un pont voisin avant de devenir finalement une passerelle piétonnière. Une section transversale de forme triangulaire a été choisie pour les raidisseurs longitudinaux, voir Figure 5.11, et un total de quatre raidisseurs longitudinaux a été appliqué sur la hauteur de l'âme. Ce positionnement à l'extérieur a également facilité l'installation de deux conduites de fortes dimensions à l'intérieur de la poutre-caisson.

En Allemagne, un pont ferroviaire à raidisseurs longitudinaux placés à l'extérieur de l'âme est en cours de construction près de Riesa, cf. Figure 5.12. Ce pont, de type bow-string avec travées d'accès, est construit par la technique de lancement incrémentiel. L'âme de chaque poutre principale comporte deux raidisseurs longitudinaux extérieurs.

Les caractéristiques et implications des ponts comportant des raidisseurs longitudinaux à l'extérieur de l'âme sont résumées ci-dessous :

- **Fabrication** : Etant donné que les détails constructifs complexes situés au niveau du joint d'intersection entre raidisseur longitudinal et raidisseur vertical et/ou cadres de contreventement disparaissent, du temps et de l'argent sont économisés sur les opérations de coupe, de préparation et de soudage des plaques en acier.
- **Protection anticorrosion** : Afin d'éviter l'accumulation de salissures et d'eau stagnante, il est recommandé de donner une inclinaison suffisante aux parois des raidisseurs.

- **Fatigue** : En raison de la disparition du joint d'intersection entre raidisseur longitudinal et raidisseur vertical et/ou cadre de contreventement, le nombre de grugeages est réduit, ce qui est favorable par rapport au comportement à la fatigue.
- **Aspect** : L'usage de raidisseurs longitudinaux extérieurs peut influencer le concept architectural de l'ouvrage.

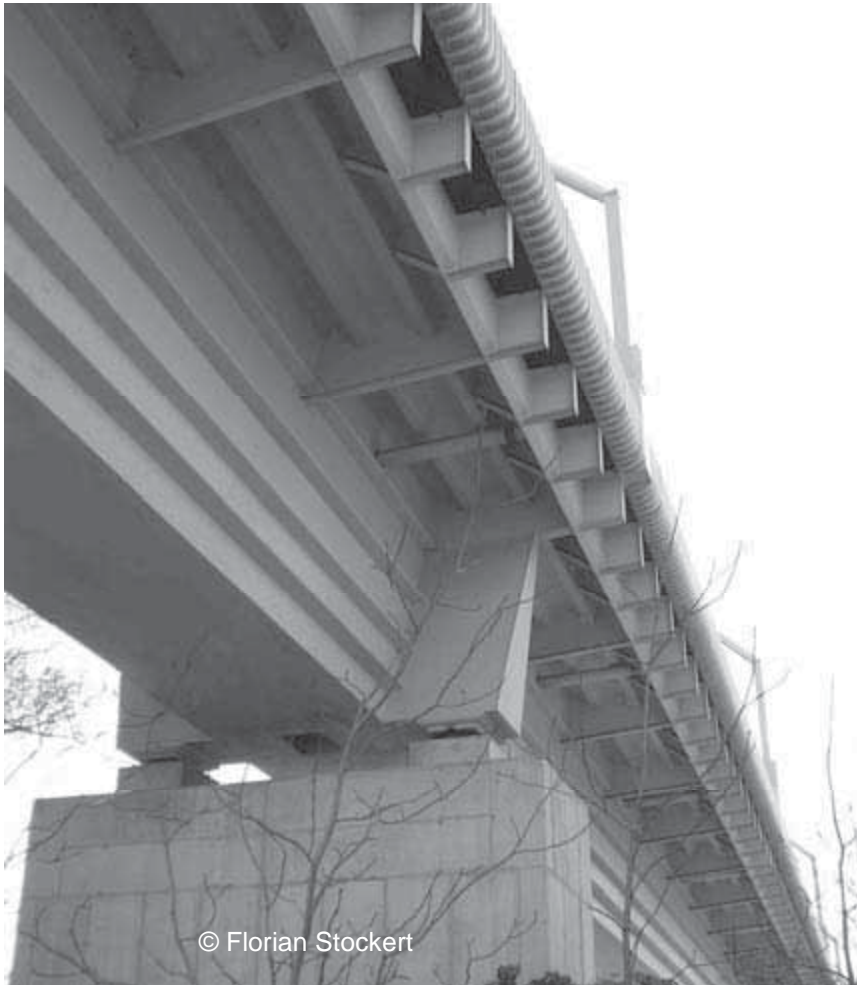


Figure 5.10 : Pont sur la rivière Nordsteg à Vienne, Autriche, 1996.

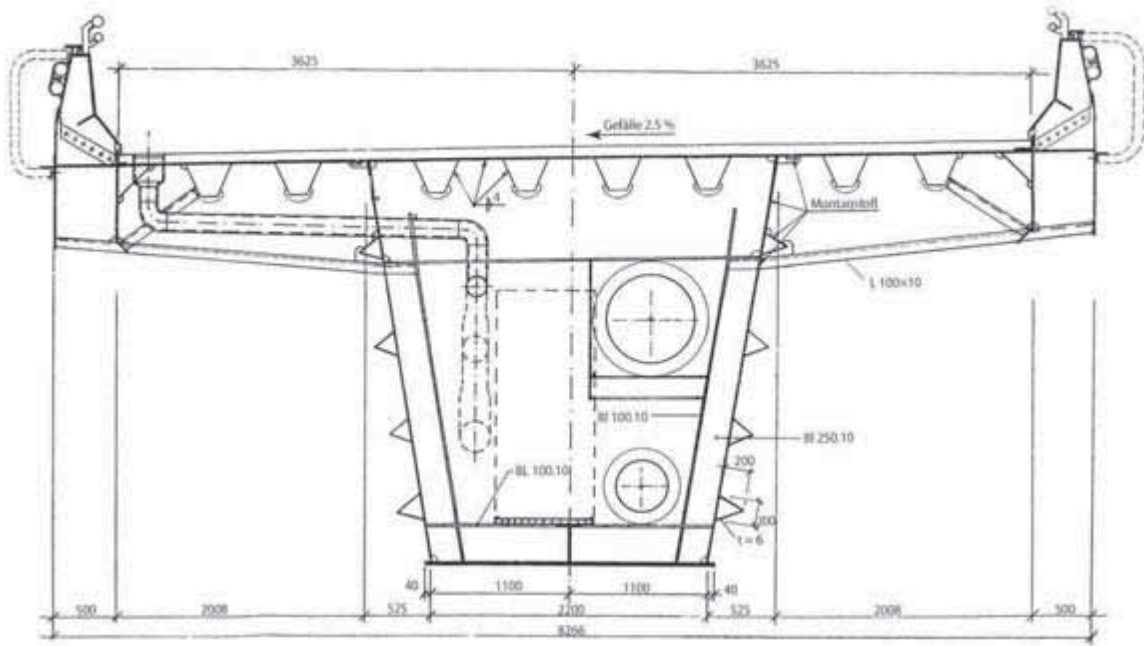


Figure 5.11 : Coupe transversale du pont sur la rivière Nordsteg à Vienne, Autriche, 1996.



© Donges Steeltec



© Donges Steeltec

Figure 5.12 : Pont ferroviaire en cours de montage près de Riesa, Allemagne, 2005.

6 ENTRETOISEMENTS ET DIAPHRAGMES

6.1 INTRODUCTION

Le présent chapitre est consacré uniquement aux contreventements intermédiaires. Les entretoisements ou les diaphragmes ont la même finalité et sont utilisés dans les poutres de ponts pour assurer les fonctions suivantes :

- Empêcher le déversement en cours de montage ;
- Répartir les charges entre des poutres multiples (si plus de deux) ;
- Transmettre les charges latérales (vent) exercées sur les poutres au tablier;
- Empêcher le déversement d'une semelle inférieure comprimée en service ;
- Empêcher les déformations de la section transversale des poutres-caisson.

Il n'existe aucune exigence concernant les contreventements dans les Eurocodes et, par conséquent, ils peuvent être omis si les exigences fonctionnelles mentionnées ci-dessus peuvent être satisfaites par d'autres moyens. Ceci peut être le cas pour les ponts de faible portée à poutres laminées.

6.2 ENTRETOISEMENTS

6.2.1 Généralités

Les entretoisements des ponts à poutres en I peuvent être conçus comme des portiques semblables à celui illustré dans la Figure 6.1 ou comme le treillis de la Figure 6.2. Les premiers reposent sur la rigidité de flexion de la traverse et des raidisseurs. L'assemblage entre ces éléments doit être capable de transmettre des moments et il peut être soudé ou boulonné. Le deuxième repose sur la rigidité axiale des barres et, s'il s'agit d'un treillis complet, il est en général si rigide qu'il est inutile de vérifier sa rigidité séparément. L'aptitude de l'entretoisement de type portique à empêcher le déversement de la semelle supérieure au cours du montage et celle de la semelle inférieure en service doit être vérifiée. Des règles simplifiées sont données dans le § 6.3.4.2 de l'EN 1993-2 pour la vérification de la rigidité et de la résistance.

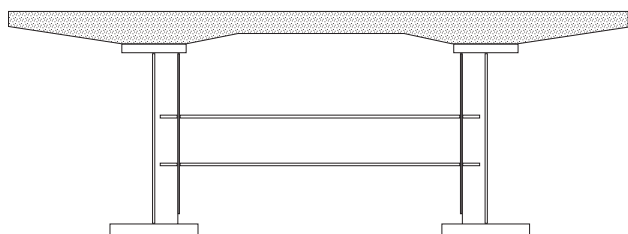


Figure 6.1 : Entretoisement en « portique »



Figure 6.2 : Entretoisement en « treillis »

L'entretoisement de type portique peut être utilisé pour supporter la dalle de tablier et il peut être également prolongé sous la partie en console de la dalle (voir Figure 6.3).

Pour les ponts ferroviaires, l'entretoisement est renforcé en raison des charges et des effets dynamiques plus élevés induits par la grande vitesse des trains. On ajoute une dalle inférieure en béton (ou un contreventement horizontal en acier) entre les deux semelles inférieures afin d'augmenter la rigidité de torsion du pont. La Figure 6.4 montre les goujons horizontaux qui connectent la dalle inférieure en béton aux parties inférieures des âmes.



Figure 6.3 : Pont bipoutre près d'Avignon, France, 2008.



Figure 6.4 : Pont rails bipoutre TGV Est – Canal de l'Ourcq, France, avec diaphragmes, 2006.

Le contreventement provisoire utilisé au cours de la construction avant le coulage de la dalle en béton peut être composé de câbles ou d'éléments rigides assemblés au moyen de boulons (voir Figures 6.5 et 6.6). Ce contreventement est conçu avec des traverses situées entre les poutres principales. Il est positionné au-dessous de la partie supérieure des poutres afin de ne pas gêner le coffrage de la dalle.



Figure 6.5 : Pont bipoutre – Sens, France.



Figure 6.6 : Pont rails bipoutre – TGV Est – Pont-à-Mousson, France.

6.2.2 Exemple de dimensionnement dans le cas du pont bipoutre

6.2.2.1 Rigidités des cadres de contreventement

Un exemple typique de contreventement par entretoise est modélisé sur la Figure 6.7, avec les hypothèses suivantes :

- les flexibilités transversale et axiale de la dalle sont négligées,
- la longueur d'âme participant à la rigidité du montant vertical est considérée égale à $15 \varepsilon t_w$,
- on admet que les montants verticaux sont reliés à la dalle béton par une liaison de type rotule.

Les déplacements latéraux sont déterminés pour deux cas de charge (cf. Figure 6.8). La rigidité C_d du cadre de contreventement est donnée par la relation suivante :

$$C_d = \min\left(\frac{1}{\delta_1}; \frac{1}{\delta_2}\right)$$

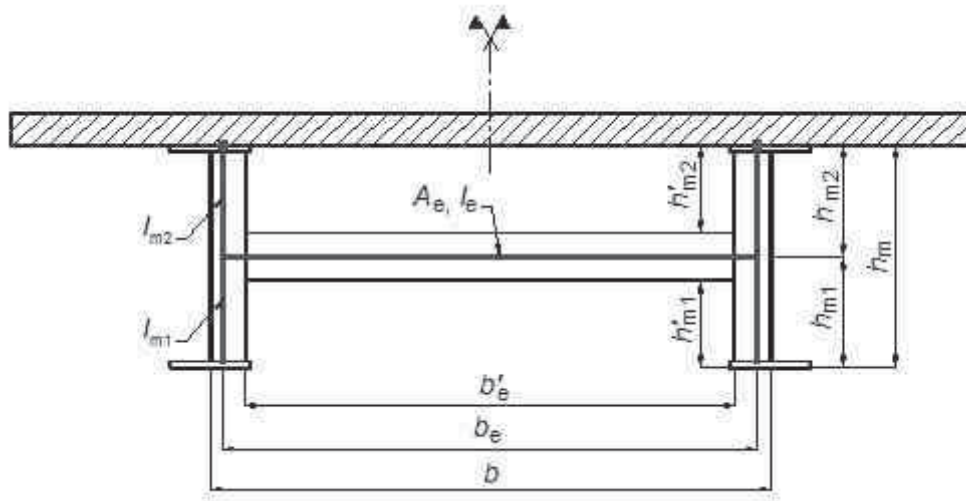
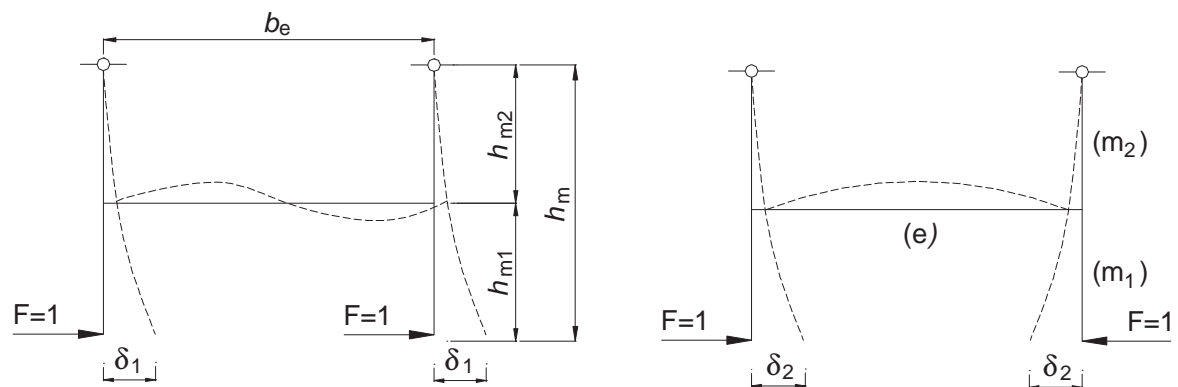


Figure 6.7 : Modélisation d'un cadre de contreventement.



a) Forces dans la même direction (Cas 1)

b) Forces dans des directions opposées (Cas 2)

Figure 6.8 : Cas de charge pour le calcul de la rigidité C_d

6.2.2.2 Espacement des cadres de contreventement

La répartition initiale des cadres de contreventement proposé dans la Partie I du Guide COMBRI [16] pour le pont bipoutre est la suivante :

- un contreventement rigide sur chaque culée ou appui intermédiaire, considérés alors comme des maintiens latéraux pour les poutres principales ;
- des cadres de contreventement en travées tous les 8,33 m pour les travées d'extrémités (C0-P1 et P2-C3) et tous les 7,5 m pour la travée centrale (P1-P2), avec une rigidité $C_d = 24,2$ MN/m (cf. Figure 6.9).

Pour justifier la résistance au déversement à proximité des appuis intermédiaires P1 et P2, les dispositions suivantes sont prises en compte :

- des cadres de contreventement supplémentaires situés dans les travées d'extrémités à 3,5 m des appuis P1 et P2 ;
- des cadres de contreventement supplémentaires situés dans la travée centrale à 3,0 m des appuis P1 et P2 ;
- la rigidité de huit cadres de contreventement est augmentée (deux de chaque côté de l'appui P1 et de l'appui P2). La conception obtenue est présentée sur la Figure 6.10). La rigidité obtenue est $C_d = 46,6$ MN/m.

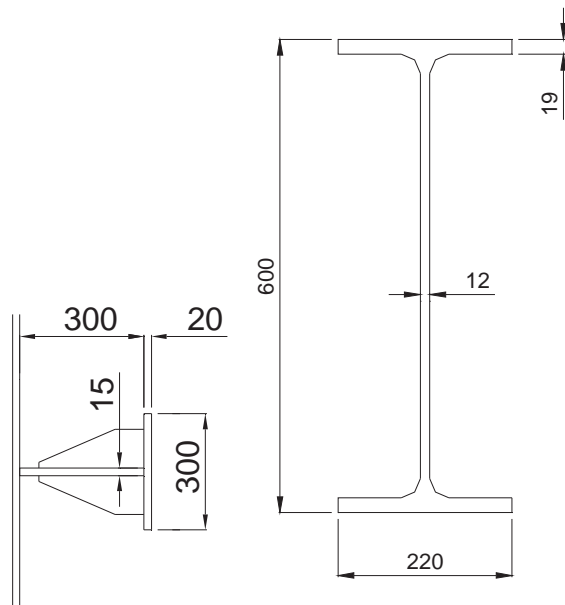


Figure 6.9 : Contreventement normal en travée

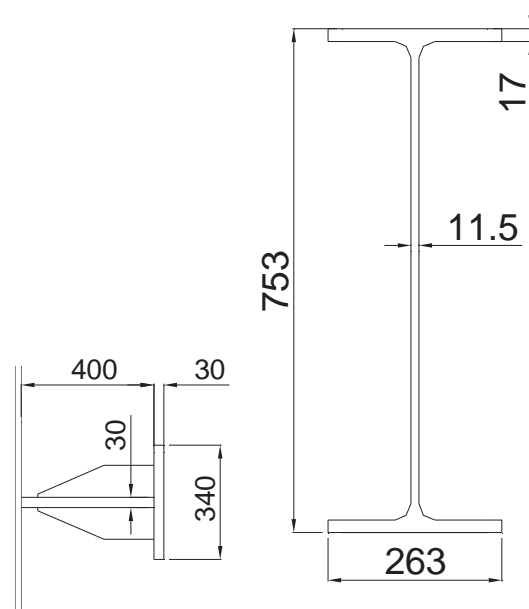


Figure 6.10 : Contreventement renforcé en travée

6.2.2.3 Vérification de la résistance au déversement

Le Tableau 6.1 montre les déformées modales correspondant aux trois premiers modes de déversement obtenus avec le modèle numérique. Le facteur $\alpha_{cr,op}$ est le coefficient par lequel il faut multiplier les charges aux ELU pour obtenir le mode critique concerné.

$\alpha_{ult,k} = 1,168$ et $\alpha_{cr,op} = 15,676$: l'élanement réduit peut donc être calculé de la façon suivante :

$$\bar{\lambda}_{op} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr,op}}} = \sqrt{\frac{1,168}{15,676}} = 0,273 > 0,2$$

$$\text{Donc : } \Phi = \frac{1}{2} \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_{op} - 0,2) + \bar{\lambda}_{op}^2 \right] = 0,565 \text{ et } \chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_{op}^2}} = 0,944 (\leq 1,0).$$

Le critère de résistance au déversement est alors vérifié :

$$\chi_{op} \frac{\alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} = 1,002 > 1$$




Mode	$\alpha_{cr,op}$	Déformée transversale obtenue
n°1	15.676	 <p>Déformations anti symétriques au niveau de l'appui P2</p>
n°2	17.716	 <p>Déformations anti symétriques au niveau de l'appui P1</p>
n°3	27.111	 <p>Ondes quasiment symétriques au niveau de P2 et petite déformation en P1</p>

Tableau 6.1 : Déformée des trois premiers modes de déversement élastique

6.2.3 Dimensionnement amélioré de l'entretoisement du pont bipoutre

6.2.3.1 Caractéristiques du contreventement

Le pont bipoutre dimensionné dans la Partie I de ce guide [16] comportait un entretoisement de type portique. Un dimensionnement amélioré de l'entretoisement pour le déversement est présenté ici [68]. L'espacement entre les cadres d'entretoisement est identique à celui considéré dans la section 2.6 de la Partie I du Guide. La différence réside dans la nature de l'entretoisement, constitué ici de plusieurs éléments laminés boulonnés au lieu de profils en acier soudés.

Les huit cadres d'entretoisement renforcés (deux sur chaque côté de P1, et deux sur chaque côté de P2) sont constitués de profilés UPE 100 servant de diagonales (deux UPE 100 dos-à-dos par diagonale) et d'un HEA 180 comme traverse, voir Figure 6.7. Les montants du portique sont des plats (dimensions : 300 x 30 mm). La rigidité de ces cadres d'entretoisement est $C_d = 48 \text{ MN/m}$, qui inclut la flexibilité introduite par l'excentricité entre la semelle inférieure et le profilé HEA horizontal. Les autres cadres d'entretoisement situés dans la travée sont supposés constitués de profilés UPE 80 utilisés comme diagonales (deux UPE 80 dos-à-dos par diagonale) et d'un HEA 160 comme traverse. Les montants du portique sont des plats (dimensions : 300 x 30 mm). Ils ne sont pas analysés ici mais plus loin en 6.2.2.5.

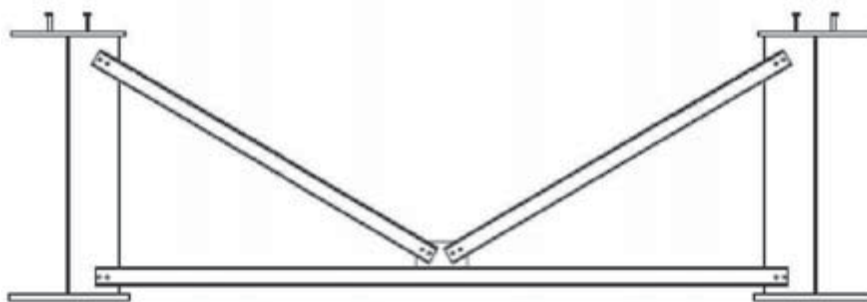


Figure 6.11 : Solution alternative pour les entretoisements transversaux situés dans la travée.

6.2.3.2 Vérification du déversement

Les modes de flambement ont une forme similaire à celle des modes de flambement présentés dans la section 2.6 de la Partie I du Guide, avec des facteurs $\alpha_{cr,op}$ égaux à 16,0 pour le premier mode, à 18,1 pour le deuxième mode, et à 27,8 pour le troisième mode. On vérifie alors le critère de déversement :

$$\chi_{op} \frac{\alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} = 1,005 > 1,0$$

6.2.3.3 Flambement des barres du cadre d'entretoisement

Dans le premier cadre d'entretoisement en travée à proximité de la pile P2, à l'abscisse $x = 107$ m, il existe un risque de flambement des diagonales et de la traverse en HEA.

Les cas de charges horizontales suivants sont appliqués au niveau de la semelle inférieure :

- un vent latéral ;
- une force égale à 1/100 de la force de compression à l'ELU dans la semelle inférieure à l'emplacement de l'entretoisement.

Le total donne une charge transversale de 0,24 MN. L'effort normal correspondant exercé dans le cadre d'entretoisement est indiqué dans la Figure 6.8, pour le cas où le déversement des poutres principales se produit dans des sens opposés et pour le cas où il se produit dans le même sens. L'effort normal dû au vent ne s'applique que d'un seul côté, mais comme il est faible comparé à l'effort normal dû à $N_{ELU}/100$, il a été appliqué des deux côtés.

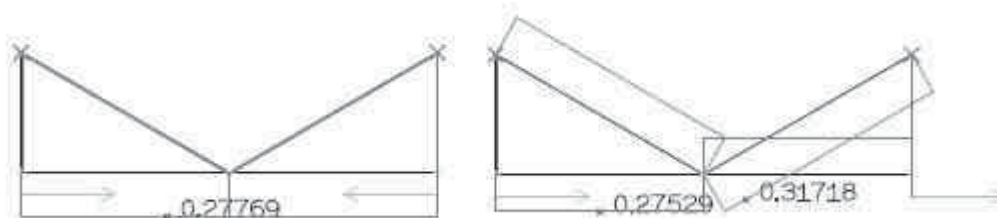


Figure 6.12 : Effort normal exercé dans les solutions alternatives d'entretoisement, pour l'étude du flambement des barres.

Pour la vérification du flambement, les barres sont supposées articulées aux deux extrémités (cette hypothèse est évidemment très défavorable).

Flambement des diagonales

Pour chaque diagonale (2 UPE 100 dos-à-dos), la longueur de la barre est d'environ 3,6 m, donc l'effort critique est égal à 570 kN et l'élanement réduit est égal à 1,23. Les diagonales sont des profilés en U, donc la courbe de réduction est la courbe c, avec $\alpha = 0.49$. Le facteur de réduction correspondant χ est égal à 0,42, et le rapport $N_{Ed} / N_{b,Rd}$ est égal à 0,97.

Cette valeur est inférieure à 1,0, par conséquent il n'y a aucun risque de flambement des diagonales.

Flambement de la traverse

La longueur de la barre horizontale (HEA 180) entre les montants du portique est d'environ 6,40 m, donc l'effort critique est égal à 0,47 MN et l'élanement réduit est égal à 1,83. La traverse est un profilé laminé, donc la courbe de réduction est la courbe c pour le flambement dans le sens faible, avec $\alpha = 0,49$. Le facteur de réduction correspondant χ est égal à 0,23, et le rapport $N_{Ed} / N_{b,Rd}$ est égal à $0,85 < 1,0$.

Il n'y a donc pas de risque de flambement de la traverse.

Comparaison avec le dimensionnement précédent

Les deux dimensionnements présentés dans la Partie 1 et ici comprennent le même nombre de cadres d'entretoisement. Chaque dimensionnement comporte deux cadres d'entretoisement différents, un non renforcé, et un renforcé.

Dans le premier dimensionnement, les barres sont soudées, alors qu'elles sont boulonnées dans le deuxième; par conséquent, la fabrication du deuxième est plus facile et moins coûteuse.

En ce qui concerne la quantité d'acier des différents dimensionnements, le Tableau 6.1 ci-dessous montre qu'on économise 52 % d'acier avec le dimensionnement de type treillis.

		Poids d'un cadre d'entretoisement (kg)	Nbre de cadres d'entretoisement sur la totalité du pont	Poids total des cadres d'entretoisement (tonnes)	Economie
Type portique Figure 6.1	non renforcé	1180	13	28,9	
	renforcé	1690	8		
Type treillis Figure 6.7	non renforcé	640	13	13,9	52%
	renforcé	700	8		

Tableau 6.2 : Quantités d'acier pour le contreventement

6.2.3.4 Choix d'une courbe de réduction pour le déversement

Pour les dimensionnements des cadres d'entretoisement précédents, on a utilisé la courbe d correspondant à $\alpha = 0,76$, conformément à l'EN 1993-1-1 [30]. Des études récentes montrent que cette courbe d est très sûre pour le déversement, et que la courbe b serait plus appropriée. La vérification du déversement est donc plus défavorable avec l'EN 1993-1-1 qu'avec les réglementations nationales précédentes de nombreux pays européens.

Avec la courbe de réduction b, un espacement des cadres d'entretoisement similaire à celui décrit dans le dimensionnement original comportant des cadres d'entretoisement proches du non renforcé serait suffisant pour la vérification du déversement, avec une économie d'acier incontestable, voir Tableau 6.2.

		Poids total des cadres d'entretoisement (tonnes)	Economie
Type portique Figure 6-1	Courbe de réduction d	28,9	30%
	Courbe de réduction b	20,1	
Type treillis Figure 6-7	Courbe de réduction d	13,9	22%
	Courbe de réduction b	10,8	

Tableau 6.3 : Economies d'acier réalisées sur les contreventements en utilisant la courbe b au lieu de la courbe d pour le déversement

6.2.3.5 Contreventements situés en zone de moment positif

Il a été supposé jusqu'ici que les poutres sont munies d'un contreventement temporaire pendant le montage. On peut constater, par exemple d'après les Figures 6.5 et 6.6 que de tels contreventements sont utilisés en France et, d'après la Figure 2.61 qu'ils ne sont pas utilisés en Suède. Les différences dans les pratiques peuvent être dues à des réglementations différentes pour les combinaisons de charges ou à des différences dans les charges de vent prises en compte pour les phases provisoires. Si on utilise un contreventement, la stabilité de la semelle supérieure pendant le coulage de la dalle peut être vérifiée comme un flambement latéral entre les entretoises. En l'absence de contreventement provisoire, la stabilité de la semelle supérieure doit être assurée par les entretoisements des poutres. Si l'entretoisement est du type treillis discuté ci-dessus, sa rigidité est très faible et repose surtout sur la rigidité de flexion de la poutre horizontale. La Figure 6.9 montre un entretoisement dépourvu de raidisseurs verticaux, ce qui est possible lorsque sa fonction est d'empêcher le flambement latéral de la semelle supérieure pendant le montage. S'il est destiné à empêcher le flambement de la semelle inférieure en service, l'excentricité de la traverse par rapport à la semelle inférieure doit être prise en compte, et des raidisseurs verticaux seront nécessaires comme montré précédemment.

En plus d'être économique, cet entretoisement réduit également l'encastrement en rotation de la semelle supérieure. Le fait que la flexion du pont induise une traction dans les goujons de cisaillement si la semelle supérieure est encastree en rotation, par exemple par des raidisseurs verticaux, peut parfois poser problème. Dans le § 6.6.1.1(13) de l'EN 1994-2, il est mentionné que ceci doit être pris en compte, mais aucune règle quantitative n'est donnée. L'utilisation de l'entretoisement illustré dans la Figure 6.9 pourrait constituer un moyen de satisfaire cette règle d'application.

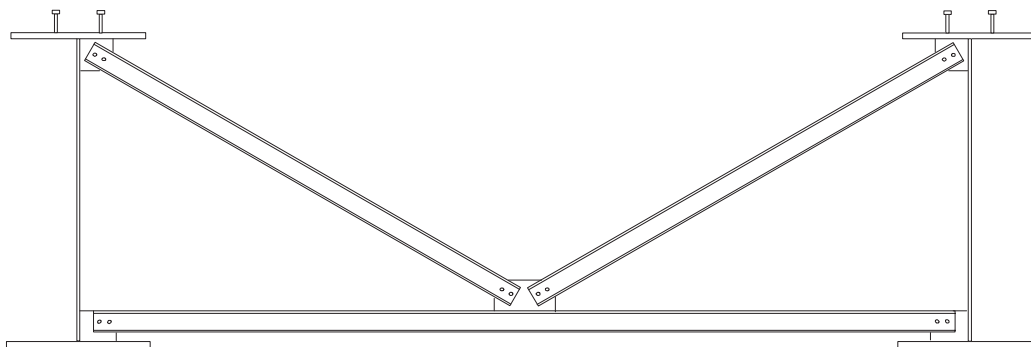


Figure 6.13 : Contreventement dépourvu de raidisseurs verticaux.

On trouvera ci-dessous une vérification de la semelle supérieure à mi-portée du pont à poutres en I de la Partie I du Guide [16], effectuée en supposant que la traverse est un profilé HEA 180 en S355. La

rigidité élastique est calculée en supposant que la rigidité axiale des barres est élevée et que la flexibilité provient uniquement de la flexion de la traverse. Avec une force unitaire fictive dans chaque semelle supérieure dirigée vers l'extérieur, on obtient une flèche négative au centre de la poutre de 1,87 m/MN et le déplacement correspondant de la semelle supérieure vers l'extérieur devient 0,976 m/MN. La rigidité élastique devient alors $C_d = 1/0,976 = 1,02$ MN/m. L'espacement des entretoises est de 7,5 m et la rigidité élastique répartie devient $c = 1,02/7,5 = 0,136$ MN/m². Pour le calcul de l'effort critique, on suppose de façon très sécuritaire que la semelle supérieure de 35 x 800 est de longueur infinie avec un effort axial constant.

$$N_{cr} = 2 \sqrt{c E I} = 13,1 \text{ MN}$$

Il convient que l'aire soit prise égale à l'aire de semelle augmentée d'un tiers de la zone comprimée, ce qui donne $A = 0,0358 \text{ m}^2$ et $\sigma_{cr} = 366 \text{ MPa}$. Le paramètre d'élanement et le facteur de réduction avec la courbe d deviennent :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{345}{366}} = 0,97$$

$$\chi_{LT} = 0,483$$

La résistance exprimée sous forme de contrainte devient :

$$\sigma_{Rd} = 0,483 \frac{345}{1,1} = 151 \text{ MPa}$$

La contrainte de calcul réelle au cours du coulage du béton est de $1,35 \times 94 = 127 \text{ MPa}$ et la stabilité est vérifiée.

En outre, il convient de vérifier la résistance de l'entretoisement conformément au § 6.3.4.2(5) de l'EN 1993-2. L'effort axial dans la semelle est pris égal à :

$$N_{Ed} = 127 \times 0,0358 = 4,54 \text{ MN}$$

Il faut d'abord vérifier si les effets du second ordre doivent être pris en compte, au moyen de :

$$l_k = \pi \sqrt{\frac{E I}{N_{cr}}} = 15,4 \text{ m} > 1,2 \ell = 9,0 \text{ m}$$

Ceci signifie que les effets du second ordre doivent être pris en compte, et la formule applicable pour la force latérale est la suivante :

$$F_{Ed} = \frac{\ell}{\ell_k} \frac{N_{Ed}}{80} \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}}} = \frac{7,5}{15,4} \frac{4,54}{80} \frac{1}{1 - \frac{4,54}{13,1}} = 0,0423 \text{ MN}$$

Cette force appliquée à chaque semelle et vers l'extérieur donne un moment fléchissant dans la poutre de 88 kNm à comparer avec la résistance en flexion de 105 kNm. Elle provoque aussi un effort de compression dans l'âme de 25 kN, qui doit normalement être supporté par l'âme comme une charge partiellement répartie opposée. De toute évidence, ceci ne constitue pas un problème et le calcul est négligé.

6.3 DIAPHRAGMES DANS LES POUTRES CAISSON

Une poutre-caisson nécessite des diaphragmes ou des cadres de contreventement afin d'éviter les déformations de la section transversale provoquées par les charges de trafic excentriques. La solution la plus économique est en général constituée par des cadres, par exemple comme indiqué dans la Figure 4.5. Les efforts exercés sur les entretoises sont assez élevées comparées à celles exercées dans les ponts à poutres en I. La solution indiquée dans la Figure 4.5 sans raidisseurs d'âme transversaux exige que les efforts transversaux exercés dans l'âme puissent être supportés par l'âme seule. Ceci doit être vérifié au moyen des règles données dans l'EN 1993-1-5 pour les charges transversales opposées (type b) de la clause 6.1 (2)).

Il existe une règle dans le § 6.2.7.1(3) de l'EN 1993-2 [35] stipulant qu'une augmentation des contraintes de flexion dans une poutre-caisson provoquée par une déformation de la section transversale de 10% peut être négligée. Cette règle permet de déterminer une distance maximum entre les diaphragmes. Il est cependant difficile de donner des règles générales en raison du grand nombre de paramètres agissant sur l'amplitude des contraintes additionnelles dues à la déformation de la section transversale.

7 LANCEMENT

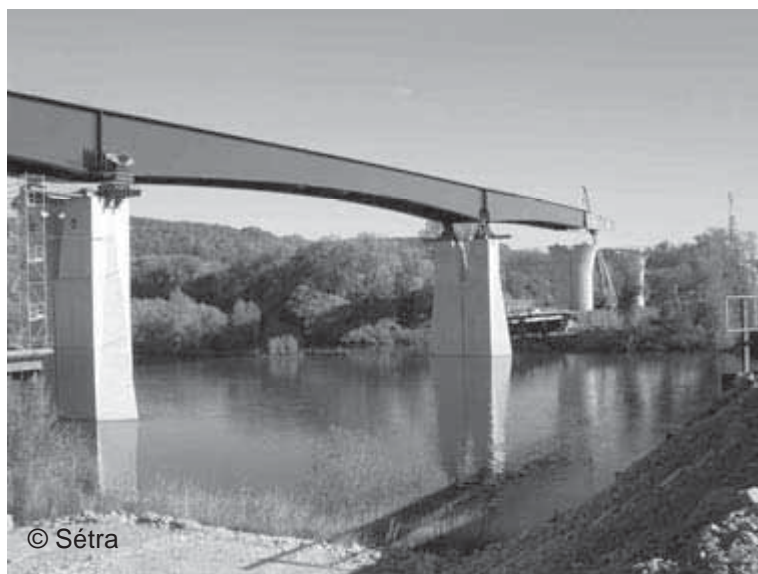
7.1 GENERALITES

Le lancement incrémental constitue la méthode la plus courante pour construire la structure en acier d'un pont. Les éléments en acier (provenant de l'usine) sont assemblés sur une aire spécifique située derrière la culée du pont. La partie métallique du pont est alors poussée (d'un côté ou des deux) par étapes pour atteindre sa position finale. En France, la portée la plus longue (171 m) a été lancée en 2003 pour le viaduc de Millau. Pour un pont bipoutre, le record est détenu en France par le pont de Triel-sur-Seine avec 124 m en 2003. Un autre exemple remarquable est la poutre-caisson mixte du viaduc de Verrières avec une portée lancée maximum de 144 m en 2000. Diverses photos figurent dans les sections précédentes de ce Guide, voir les Figures 2.25 ou 2.27 par exemple.

Il convient de noter que la technique de lancement peut être utilisée pour les ponts incurvés à rayon constant, ou pour les poutres à hauteur variable, voir Figure 7.1. A chaque étape du lancement, la trajectoire de la partie lancée doit normalement coïncider avec la position transversale finale du pont.



© Sétra



© Sétra

a) Lancement d'un pont courbe, près de Cannes, France

b) Lancement de poutres à inertie variable, près de Pont-à-Mousson, France

Figure 7.1 : Cas de lancement particulier.

• Aspects économiques

Les principaux avantages de cette technique sont les suivants, avec pour conséquence une réduction des coûts et du temps de construction du pont :

- Franchissement des vallées à une grande hauteur au-dessus du sol naturel ;
- Réduction des risques pour les ouvriers qui travaillent directement au sol dans la zone de lancement (et non au-dessus de la vallée) ;
- Possibilité de réaliser les soudures sous un abri provisoire équipé de toutes les installations nécessaires pour l'assemblage des segments en acier arrivant de l'usine ;
- Lancement au-dessus de voies ferrées ou de routes sans interruption de trafic, ce qui permet des économies.

Le principal inconvénient réside dans la nécessité de disposer d'une zone réservée derrière la culée du pont pour l'assemblage de la structure en acier avant le lancement. L'importance du

processus de lancement, en termes de longueur de portée et de poids de poutres, est également étroitement liée aux capacités des dispositifs de lancement, voir ci-dessous.

- **Aspect de la conception**

Il convient que la résistance soit vérifiée pour chaque étape du lancement et ensuite pour chaque section transversale du pont. Pour une étape de lancement donnée, les sections transversales des travées ne sont en général pas calculées pour cette situation transitoire. Même si la partie en acier de la section doit résister seule (sans recours au comportement mixte acier-béton), les charges appliquées sont deux fois (voire plus) inférieures à celles appliquées dans la situation définitive du pont dans les conditions de charges de trafic.

Ces vérifications incluent également le voilement susceptible de se produire dans le panneau d'âme se trouvant provisoirement sur un appui interne. Ce panneau est soumis à une charge transversale combinée avec le moment fléchissant et l'effort tranchant exercés par la partie en console du pont (qui a déjà franchi cet appui interne). Le panneau d'âme est limité par deux raidisseurs verticaux transversaux et sa résistance au voilement peut être justifiée par l'ajout éventuel de raidisseurs longitudinaux. Voir Paragraphe 7.2 ci-dessous.

Le flambement global de la poutre en acier lancée doit normalement être également justifié. Ceci concerne surtout le déversement pouvant se produire dans la partie en console de la poutre en acier (en partie lancée) avec la section transversale complète du pont, ou dans la semelle supérieure comprimée d'une poutre-caisson (ou d'une poutre en I) située dans une travée complètement lancée. Ce déversement peut être empêché au moyen d'un entretoisement provisoire bien dimensionné. Voir la section 7.3 ci-dessous.

7.2 COMPORTEMENT LOCAL : INTRODUCTION DE LA CHARGE TRANSVERSALE

7.2.1 Généralités

Divers types de dispositifs peuvent être utilisés pour le lancement d'un pont. Les deux principaux sont les chaises à galets et les patins de glissement. Les patins sont préférables si le poids est élevé. Si la réaction aux appuis n'excède pas environ 300 tonnes, les chaises à galets sont plus efficaces car ils permettent une plus grande vitesse de lancement (jusqu'à 1,5 mètre par minute).

Avec les dispositifs décrits par la suite, les méthodes classiques de vérification du voilement de l'âme (par exemple, celle figurant dans les Eurocodes) considèrent que la charge transversale est appliquée dans le plan de l'âme sans excentricité transversale et que l'intensité de la charge est uniforme sur toute la longueur du dispositif.

7.2.2 Chaises à galets

7.2.2.1 Généralités

Le principal problème avec ce dispositif est que sa longueur augmente très rapidement avec les réactions sur appuis. Les réactions sur les appuis peuvent être particulièrement élevées lorsque les portées sont importantes ou lorsque le pont est lancé avec une partie de sa dalle en béton. Après le lancement, le transfert entre la chaise à galets et l'appui définitif devient également plus difficile et plus coûteux à réaliser.

Les deux techniques expliquées ci-dessous garantissent que les réactions verticales sont identiques pour chaque galet de la chaise. Dans le premier cas, ceci est obtenu grâce au système d'équilibrage, et dans le second cas, grâce à un câble.

7.2.2.2 Galets sur système d'équilibrage

Ces chaises sont constituées à partir de tandems élémentaires de deux galets en acier, assurant l'équilibrage des charges. Le dispositif est installé sur un roulement à rouleaux qui permet le lancement de ponts de hauteur variable ou avec une contre-flèche initiale importante. Les articulations permettent le maintien du contact entre la poutre du pont et les galets pendant les phases de lancement. On peut concevoir différentes configurations comportant 2, 3, 4 ou 6 galets par chaise. Le nombre de galets est déterminé par le calcul des charges appliquées sur les appuis au cours du lancement. Chaque galet correspond à une charge maximale de 30 à 55 tonnes, son épaisseur varie de 60 à 180 mm et son diamètre va de 350 à 800 mm selon le constructeur.

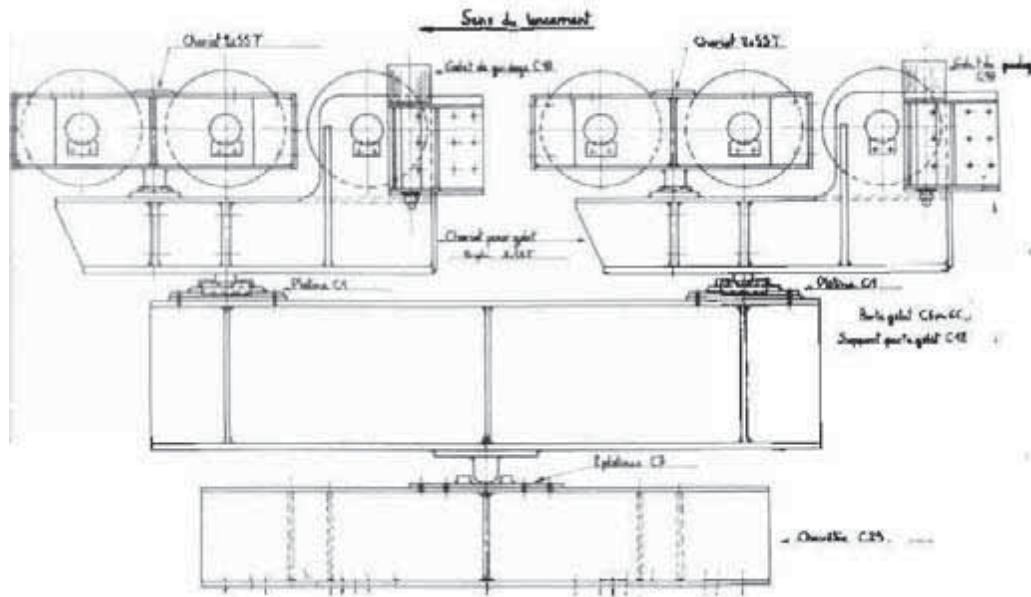
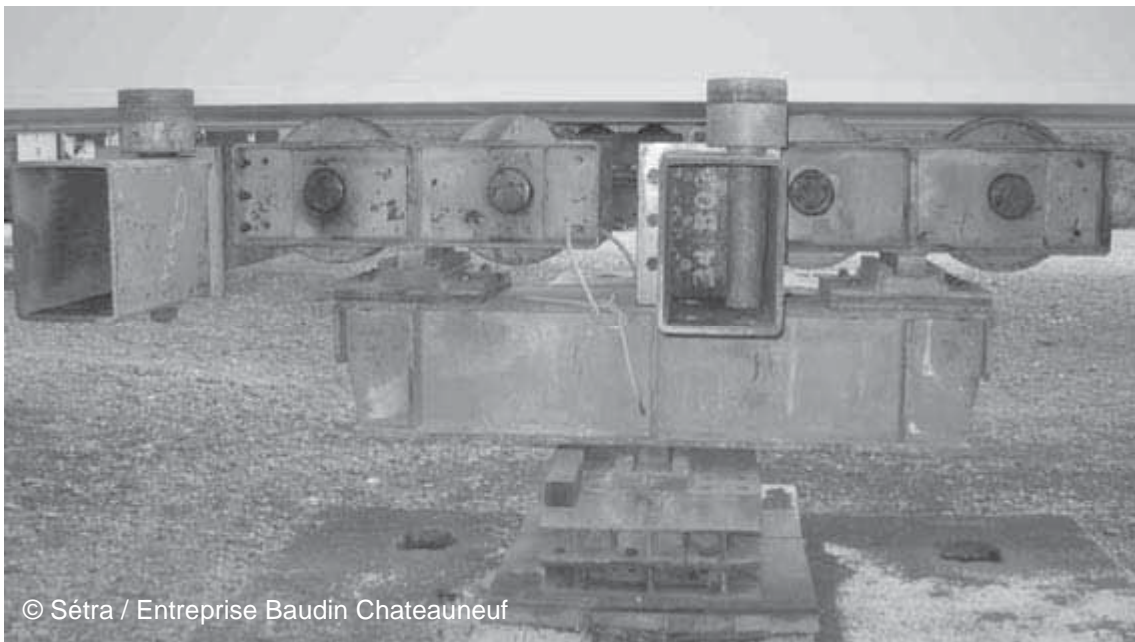


Figure 7.2 : Chaise à 6 galets (charge maximale 330 tonnes).



© Sétra / Entreprise Baudin Chateaufneuf

Figure 7.3 : Chaise à 4 galets et 2 galets latéraux additionnels pour le guidage longitudinal
Longueur totale 1,25 m.

7.2.2.3 Galets et câble

Les galets en acier sont disposés sur un câble ancré dans l'ossature de la chaise de lancement. Chaque galet (4 ou 5 par chaise) correspond à une charge maximale d'environ 40 tonnes.

Ce type de chaise est utilisé pour le lancement de ponts possédant une courbure variable dans le plan, car ils peuvent être installés sur un plateau permettant la rotation selon un axe vertical. Leur longueur importante est un inconvénient qui limite les possibilités de variations de la section longitudinale du pont.

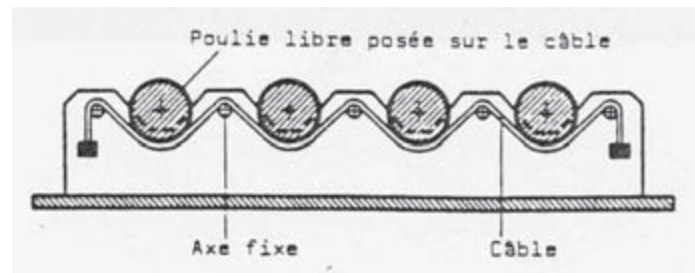


Figure 7.4 : Chaises à galets et câble.

7.2.3 Balanciers

Afin de profiter des avantages d'une grande longueur de chargement associée à une hauteur réduite de la structure du patin de glissement, on peut utiliser un balancier comme indiqué dans les Figures 7.5 et 7.6. L'ajout d'une couche d'élastomère entre la poutre du balancier (en acier) et la poutre du pont aide à obtenir une répartition quasi uniforme des contraintes transversales. Par ailleurs, le système est capable de prendre en compte la déformation et la courbure de la poutre de pont lancée.

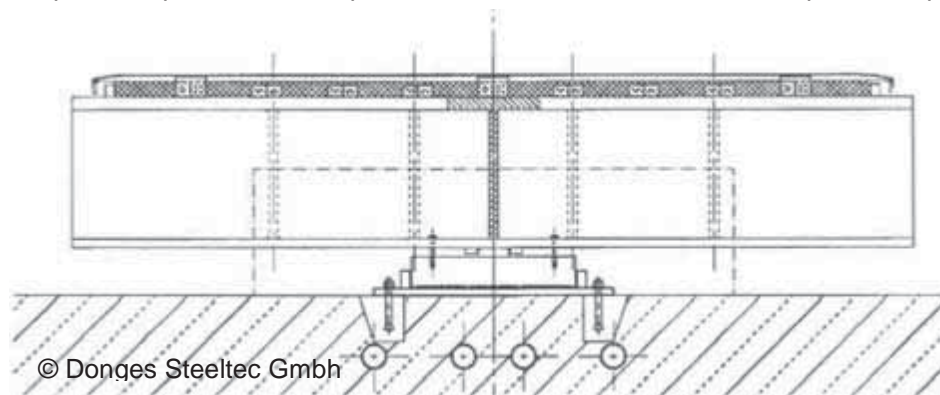


Figure 7.5 : Balancier pour le lancement du pont sur la vallée de l'Elbe, près de Siegen, Allemagne.

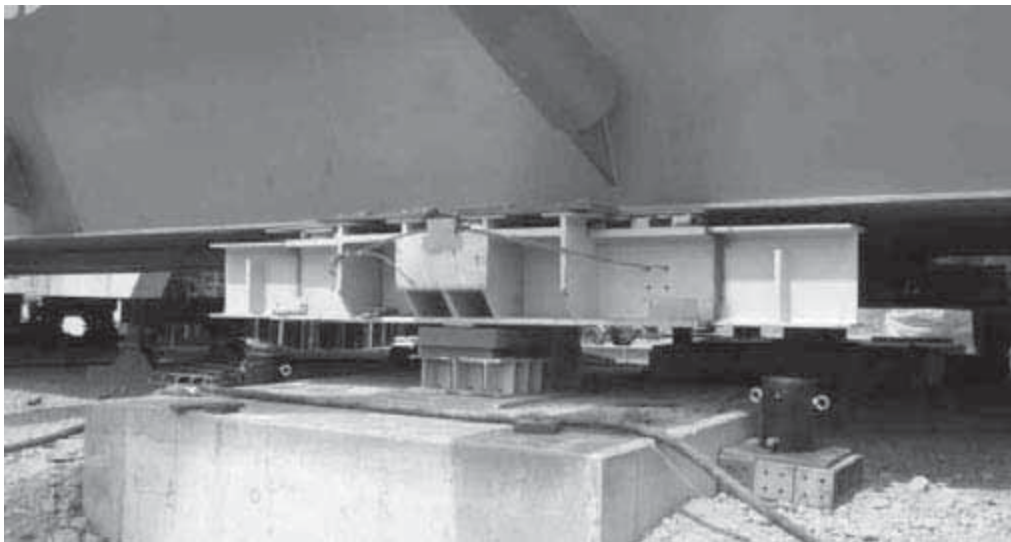


Figure 7.6 : Balancier pour le lancement du pont sur la vallée de l'Elbe, près de Siegen, Allemagne.

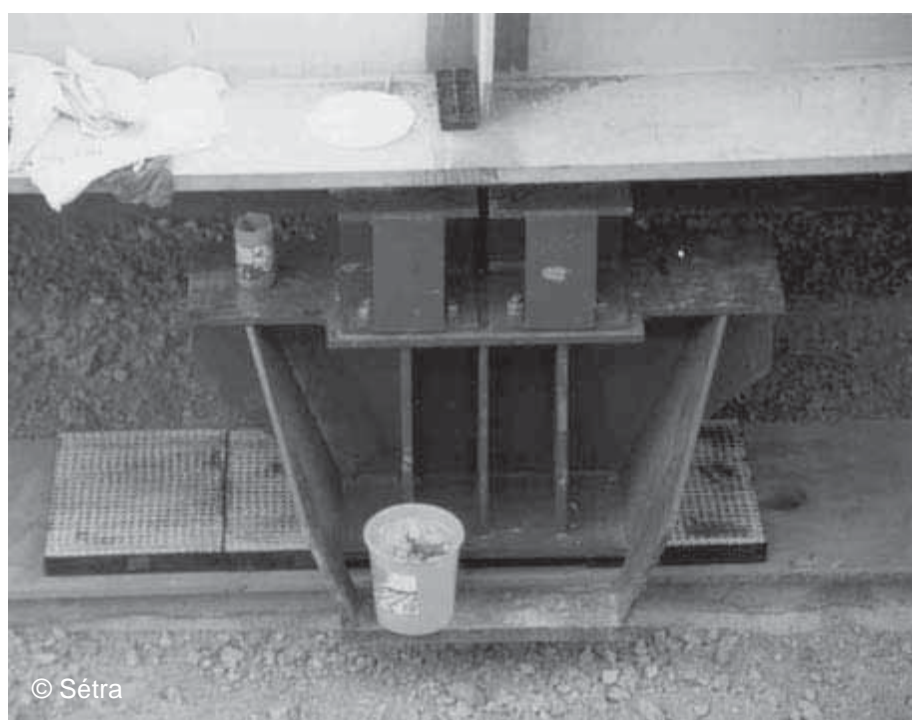
7.2.4 Patins de glissement

Les patins de glissement peuvent être fixés sur la poutre lancée ou sur les rails de guidage.

Dans le premier cas, la charge peut être introduite dans l'âme juste à l'endroit d'un raidisseur transversal pendant la totalité de la phase de lancement (voir Figure 7.7). Ceci est évidemment favorable pour la limitation du voilement de l'âme. Les faces du patin sont revêtues de Téflon (polytétrafluoro-éthylène ou P.T.F.E.) et les rails de guidage sont en acier inoxydable. On peut également utiliser un lubrifiant (par exemple du savon noir pour le pont Charles de Gaulle à Paris, en 1996).

Dans le second cas, la semelle inférieure de la poutre en acier glisse sur des plaques en acier revêtues d'une pellicule de Téflon et fixées sur les appuis. Pendant la phase de lancement, la charge peut alors être introduite entre deux raidisseurs d'âme verticaux.

Comparée aux chaises à galets (voir § 7.2.1), l'utilisation de patins présente deux avantages. Le premier est une meilleure introduction de la charge dans le plan de l'âme (répartie plus uniformément), et le second est la plus faible dimension du dispositif de lancement dans son ensemble, accompagnée d'une meilleure capacité porteuse.

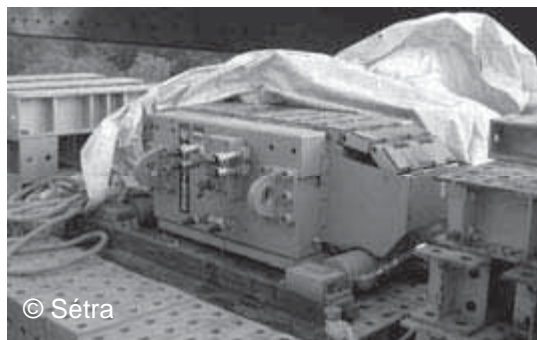


© Sétra

*Figure 7.7 : Patin fixé sous un raidisseur vertical
Viaduc de Verrières autoroute A75, près de Millau, France.*

7.2.5 Autres dispositifs

La charge transversale peut également être introduite dans le plan de l'âme par l'intermédiaire d'une charge transversale continue, sans aucun glissement à l'interface. La progression du pont est alors obtenue au moyen d'un système de vérins (par exemple, le viaduc de Millau, voir Figure 7.8) ou d'une chenille (technique japonaise).



- a) *Système par vérin pour le lancement du viaduc de Millau, France* b) *Système par chenille (Japon)*

Figure 7.8 : Exemples de dispositifs de lancement.

7.3 COMPORTEMENT GLOBAL DU PONT PENDANT LE LANCEMENT

Ceci concerne principalement la maîtrise des flèches verticales et le risque d'instabilité globale (déversement). Les actions prises en compte sont le moment fléchissant global de la poutre du pont et éventuellement la charge de vent.

Ce sujet ne faisait pas partie du projet COMBRI et ne concerne pas le voilement de plaque, et il n'est donc mentionné ici que sommairement.

7.3.1 Avant-bec

Afin de rattraper la flèche de la partie en console de la structure lorsqu'un appui est atteint et de soulager cette partie, on utilise en général un avant-bec. Dans les cas extrêmes, on peut même ajouter un pylône temporaire, voir Figure 2.28. La longueur de l'avant-bec varie de 20 à 30% de la longueur de la travée principale.



Figure 7.9 : Avant-bec pour le lancement du viaduc de Verrières, près de Millau, France.

7.3.2 Contreventement provisoire

Pour éviter le déversement au cours des phases de lancement, on peut ajouter un contreventement horizontal provisoire entre les entretoises ou les diaphragmes permanents du pont si ces éléments ne sont pas suffisants à eux seuls. Ce contreventement peut être réalisé au moyen de câbles ou de diagonales rigides (tubes ou cornières). On peut voir de tels dispositifs dans les Figures 2.19, 6.5 ou 6.6.

7.4 LANCEMENT EFFECTUE AVEC UNE PARTIE DE LA DALLE EN BETON

7.4.1 Généralités

Trois options peuvent être envisagées : lancement avec le coffrage et les barres d'armatures uniquement, ou lancement avec les dalles préfabriquées posées sur les poutres en acier mais non connectées, ou lancement avec une partie du tablier en béton coulé sur chantier (avant le lancement) et connectée aux poutres en acier.

La troisième option donne une structure d'un poids très élevé. Il devient alors très difficile d'utiliser des chaises à galets et la seule solution est l'utilisation de patins fixés sur la structure en acier juste au-dessous d'un raidisseur vertical (voir Figure 7.5). Même en utilisant ces patins, la longueur maximale de travée pouvant être lancée est limitée à environ 20 m. La principale expérience française concerne un pont bipoutre construit à Cannes sur l'autoroute A8, d'une portée de 23 m. Pour une portée supérieure, une précontrainte longitudinale de la dalle en béton devient nécessaire afin d'éviter une fissuration excessive de la dalle. Dans tous les cas, la dalle en béton ne doit normalement pas être placée sur la partie en console de la poutre en acier afin de limiter le moment fléchissant négatif exercé sur les appuis internes pendant le lancement. Un bétonnage supplémentaire est alors inévitable après achèvement du lancement. Ce type de lancement ne constitue pas une solution économique et il devrait être réservé aux cas de ponts lancés sur des voies ferrées ou des routes pour lesquelles il est impossible d'interrompre le trafic pendant la manutention des coffrages en béton au-dessus des voies. Un exemple en France est le viaduc de la Croix Verte près d'Avignon, construit au-dessus de la ligne ferroviaire du TGV en 1994. Un segment d'une longueur de 30 m a été coulé avant le lancement, pour une longueur de pont totale de 138,50 m (voir Figure 7.10).

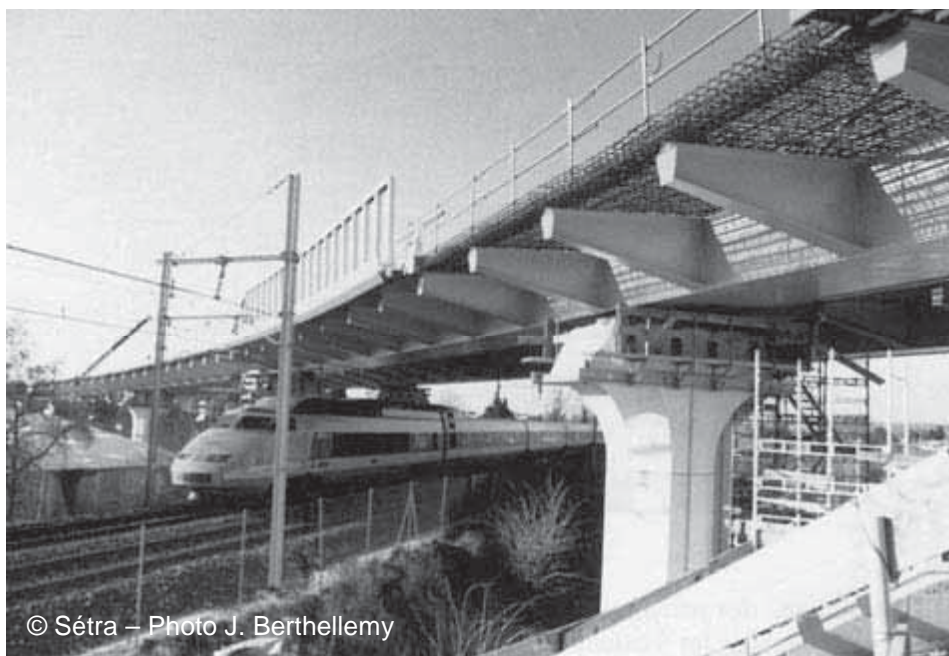


Figure 7.10 : Viaduc de la Croix Verte, Avignon, France, 1994
lancement au-dessus des voies ferrées.

Le lancement avec des éléments de dalle préfabriqués (posés sur les poutres en acier et agissant comme une charge fixe sans aucune connexion acier-béton) offre certains avantages, dont les principaux sont les suivants :

- réduction du temps de construction pour le tablier du pont,
- réduction des risques,
- et, par conséquent, réduction des coûts.

La réduction des risques concerne surtout les ouvriers qui travaillent sur les poutres en acier déjà lancées pour couler la dalle en béton sur le chantier, après le lancement. Ceci est d'autant plus vrai si l'on choisit la technique de lancement (au lieu d'utiliser une grue) lorsque le tablier du pont franchit la vallée à une grande hauteur au-dessus du sol naturel. L'utilisation d'éléments de dalle préfabriqués permet une réduction de la part de travail réalisé sur la structure en acier déjà lancée.

Les éléments de dalle préfabriqués agissent en tant que charge permanentes sur les poutres en acier au cours du lancement, avec les conséquences suivantes :

- Il n'est pas recommandé de placer les éléments de dalle sur la partie en console des poutres en acier, quelle que soit l'étape de lancement concernée. Cela augmenterait les sollicitations ainsi que le risque de déversement de cette partie. La flèche verticale de cette partie en console s'en trouverait également augmentée, et l'accostage sur l'appui suivant serait rendu plus difficile.
- Le poids des éléments de dalle augmente le moment fléchissant agissant dans la poutre en acier, et il convient que le voilement d'âme soit soigneusement vérifié.
- Il faut vérifier attentivement l'interaction entre effort tranchant et charge transversale pour le panneau d'âme situé juste au-dessus du dernier appui interne franchi. En fait, la partie en console de la partie en acier du pont (d'un côté du panneau concerné) supporte uniquement son propre poids, alors que de l'autre côté, la poutre en acier supporte son poids propre ainsi que la charge permanente des éléments de dalle.

7.4.2 Exemple d'application au cas du pont bipoutre

Un des résultats issus du projet COMBRI est une modification des formules de l'EN 1993-1-5 (Section 6) utilisées pour la vérification du voilement de l'âme située au-dessus du dispositif de lancement. Ce critère s'est avéré sécuritaire pour les âmes de ponts élancés [15]. Il a donc été modifié par la suppression du facteur m_2 dans la formule de résistance élastique et par le calibrage d'une nouvelle courbe de réduction. Il devient ainsi intéressant d'utiliser ce nouveau critère pour le lancement de structures plus lourdes, par exemple de la partie en acier d'un pont mixte comportant des segments de dalle préfabriqués déjà posés.

La phase de lancement a déjà été étudiée pour le pont bipoutre traité dans la Partie I du Guide [16] (selon les sections 6 et 10 de l'EN 1993-1-5). Sur la base de cet exemple, des études supplémentaires sont réalisées ici pour étudier un lancement avec une partie de la dalle.

7.4.2.1 Lancement avec des éléments préfabriqués

La Figure 7.11 montre la situation de lancement la plus défavorable pour le pont bipoutre de la Partie I du Guide [16]. En installant des éléments de dalle préfabriqués avant le lancement, les réactions aux appuis vont être notablement augmentées et par conséquent les contraintes dans les poutres en acier aussi. Pour réduire ces inconvénients, on ne place pas d'éléments préfabriqués dans la partie en porte-à-faux lors de lancement. La longueur L de pont sur laquelle on préinstalle des éléments préfabriqués de dalle doit être déterminée pour chaque projet, en fonction des portées, de l'épaisseur de dalle et des dimensions des poutres. Dans le cas étudié ici, on considère la mise en place des éléments sur une longueur $L = 111,75$ m, à partir d'une section donnée telle que les éléments ne seront jamais en porte-à-faux pendant le lancement.

Pour la situation de lancement n°1 illustré sur la Figure 7.11, les sollicitations internes au niveau de l'appui P1 ($x = 111,75$ m) deviennent :

- Moment de flexion $M_{Ed} = -19,26$ MNm
- Réaction d'appui $F_{Ed} = 2,67$ MN

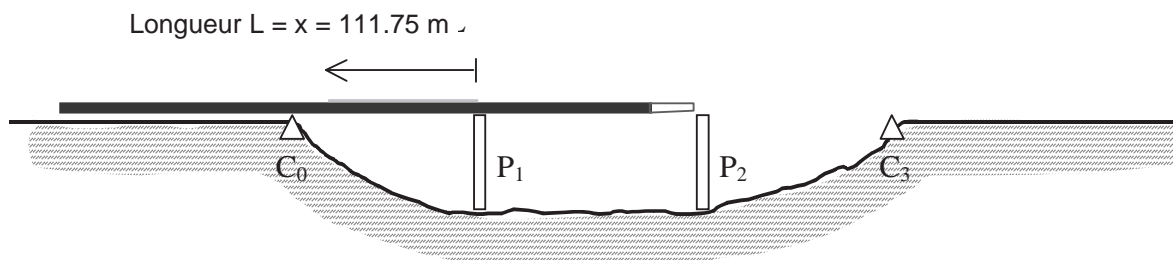


Figure 7.11: Lancement avec des éléments préfabriqués de dalle (Situation n°1)

En étudiant l'ensemble de la procédure de lancement, on montre que la situation la plus défavorable est la situation n°2 illustrée sur la Figure 7.12. Dans ce cas, les sollicitations dans la section au droit de l'appui P1 sont :

- Moment de flexion $M_{Ed} = -23,93$ MNm
- Réaction d'appui $F_{Ed} = 4,11$ MN

Comme les sections au droit de l'appui P1 sont les mêmes pour les deux situations, seule la situation n°2 est évaluée par la suite. Les résultats sont donnés dans le Tableau 7.1.

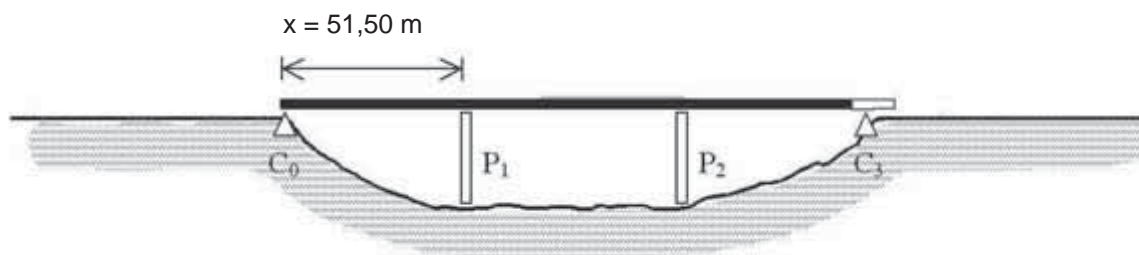


Figure 7.12 : Lancement avec des éléments préfabriqués de dalle (situation n2)

7.4.2.2 Lancement avec les armatures

On étudie ici le cas où seules les armatures de la dalle sont installées sur la structure en acier du pont avant son lancement. Par comparaison avec le cas précédent (lancement avec des éléments préfabriqués), les charges induites sont beaucoup moins importantes. La charge additionnelle des armatures, relativement légère, a peu d'influence sur le risque de déversement de la partie en porte-à-faux pendant le lancement, de telle sorte que les armatures peuvent être installées sur toute la longueur de l'ouvrage avant son lancement (cf. Figure 7.13). Par contre, à l'inverse du cas précédent avec les éléments préfabriqués, les armatures seules ne peuvent être considérées comme contreventement temporaire des poutres vis-à-vis des actions du vent, et il est donc nécessaire de prévoir un tel dispositif.

Pour la situation de lancement illustrée sur la Figure 7.13, les sollicitations au droit de l'appui P1 sont :

- Moment de flexion $M_{Ed} = -24,93 \text{ MNm}$
- Réaction d'appui $F_{Ed} = 1,93 \text{ MN}$

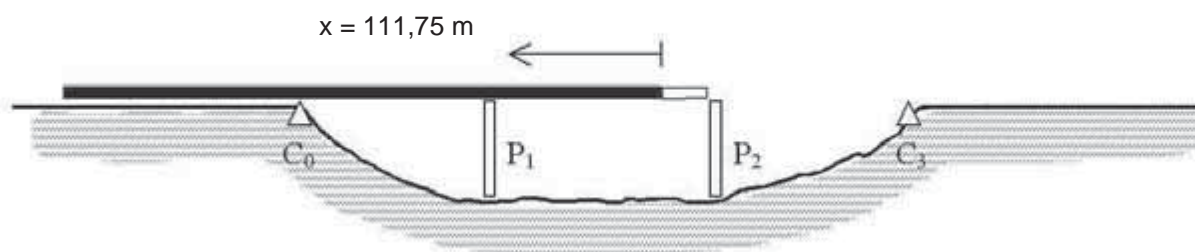


Figure 7.13 : Lancement avec des éléments préfabriqués de dalle (situation n3)

7.4.2.3 Comparaison des résultats

Le Tableau 7.1 synthétise tous les résultats et permet de souligner les avantages des méthodes alternatives de lancement. On peut ainsi montrer qu'en raison de la marge existante, il est possible de justifier les lancements du pont avec des éléments préfabriqués de dalle et avec les armatures, sans renforcement, et en utilisant la section 6 de l'EN 1993-1-5. Comme cela était prévisible, l'utilisation de la section 10 de l'EN 1993-1-5 conduit à des résistances légèrement inférieures. En adoptant les modifications de la section 6 proposées dans la cadre du projet COMBRI, on aboutit par contre à des résistances plus élevées et donc des marges plus importantes. Cela pourrait être un avantage pour justifier le lancement d'un pont sans modifier les dimensions de section, mais cela n'était pas nécessaire ici.

Le calcul détaillé peut être trouvé dans [69].

	Lancement avec ...		
	poutres acier seules	poutres acier et éléments préfab.	poutres acier et armatures
Position de la section [m]	111.75	051.50	111.75
Moment de flexion [MNm]	- 19.26	- 23.93	- 24.93
Réaction appui [MN]	1.46	4.11	1.93
Résultats avec la section 6 de l'EN 1993-1-5			
Flexion (η_1)	0.27	0.33	0.34
Force transversale (η_2)	0.35	1.00	0.46
Interaction ($\eta_1 + 0.8 \eta_2$)	0.56	1.26	0.74
Marge	60%	10%	47%
Résultats avec la section 6 de l'EN 1993-1-5 et les modifications proposées du projet COMBRI			
Force transversale (η_2)	0.27	0.76	0.36
Amélioration	22%	24%	22%
Interaction ($\eta_1 + 0.8 \eta_2$)	0.48	1.02	0.63
Amélioration	14%	19%	14%
Marge	65%	27%	55%
Résultats avec la section 10 de l'EN 1993-1-5, et des différentes courbes d'instabilité (section 4)			
Force transversale (η_2)	0.38	1.07	0.50
interaction (interpolée ρ)	0.46	1.001	0.60
Marge	54%	0%	40%
Résultats avec la section 10 de l'EN 1993-1-5, et une seule courbe d'instabilité (Annexe B)			
Force transversale (η_2)	0.46	1.29	0.61
Interaction	1/1.73 = 0.58	1/0.81 = 1.23	1/1.32 = 0.76
Margin	42%	Critère non vérifié	24%

Tableau 7.1 : Comparaison de résultats pour le lancement d'un pont bipoutre

8 RESUME

Cette publication est la Partie II du Guide de conception basée sur les résultats obtenus dans le cadre du projet de recherche européen « Competitive Steel and Composite Bridges by Improved Steel Plated Structures – COMBRI » [15] et du projet de valorisation qui en a découlé « Valorisation of Knowledge for Competitive Steel and Composite Bridges – COMBRI+ », ces deux projets étant partiellement financés par le Fond de Recherche pour le Charbon et l'Acier. La Partie I de ce Guide est une publication distincte, qui propose des exemples d'application des règles Eurocodes aux cas d'un pont bipoutre et d'un pont caisson [16].

Le Chapitre 2 du Guide a permis d'aborder les divers types de ponts construits dans les pays partenaires du projet : Belgique, France, Allemagne, Espagne et Suède. Les pratiques courantes dans ces pays sont décrites ainsi que certains ponts atypiques conçus pour résoudre des problèmes particuliers. Il appert alors des différences notables entre ces pays, dont l'origine se trouve peut-être dans les réglementations nationales et plus sûrement dans les habitudes et les usages. Aussi, les solutions présentées ici se veulent une source d'inspiration commune pour la conception de nouveaux ponts.

Le choix des nuances d'acier est discuté dans le Chapitre 3. L'EN 1993-1-1 couvre l'utilisation des aciers jusqu'à la nuance S460 comprise, mais l'EN 1993-1-12 étend ce domaine jusqu'à la nuance S700. Cependant, dans la pratique, des nuances aussi élevées ne sont pas utilisables : le problème provient en général des exigences de la résistance à la fatigue qui limitent alors la pleine exploitation des capacités plastiques du matériau. En fait, la nuance S460 est probablement la nuance la mieux optimisée pour les ponts routes et la nuance S355 pour les ponts rails. Il est aussi démontré que les sections hybrides, avec des nuances plus élevées dans les semelles que dans les âmes, représentent une solution économiquement avantageuse dans bien des cas. Le pont caisson en S355 dans l'exemple du Guide Partie I a été recalculé dans une configuration hybride avec des aciers S460 et S690 : le coût des aciers a pu être réduit de 10 % en travée et de 25 % sur appuis. En outre, une réduction des coûts de fabrication est prévisible dans ce cas, mais elle n'a pas été estimée ici.

La conception des semelles a été abordée dans le Chapitre 4, en se focalisant principalement sur les semelles inférieures des poutres caisson. De telles semelles sont dans la plupart des cas raidies et les différents types de raidisseurs ont été envisagés. Des raidisseurs en augets de grandes dimensions (section trapézoïdale fermée) sont très favorables dans la mesure où deux lignes de raidissage sont obtenues pour la même quantité de soudure qu'un seul raidisseur à section ouverte. En outre, leur rigidité en torsion est très importante, ce qui permet d'augmenter les contraintes critiques. Le logiciel EBPlate, développé dans le cadre du projet COMBRI, permet de calculer précisément ces contraintes critiques. Un autre sujet abordé dans le chapitre 4 est la double action mixte, avec des semelles inférieure et supérieure mixtes, qui a été utilisée pour des ouvrages importants en Allemagne et en France. La conception de la semelle supérieure est identique à celle d'un pont classique, par contre, la semelle inférieure a une dalle béton à proximité des appuis intermédiaires, c'est-à-dire quand elle est comprimée. La conception des ponts à double action mixte est plus complexe que celle d'un pont mixte standard ; l'expérience acquise est exposée et des recommandations sont proposées.

La section 5 traite de la conception des âmes, en cherchant plus particulièrement dans quelle mesure le raidissage est nécessaire. En général, des raidisseurs transversaux d'âme sont utilisés comme éléments de contreventement de la section, par exemple dans un cadre de contreventement. La présence de ces raidisseurs permet alors d'augmenter la résistance au voilement par cisaillement de l'âme, mais le gain est en général limité, sauf quand les raidisseurs sont très rapprochés, et de ce fait le surcoût des raidisseurs n'est pas justifié. Aussi, la possibilité d'omettre les raidisseurs transversaux dans les systèmes de contreventement est-elle envisagée ici, en notant que l'EN 1993-1-5 n'exige la présence de raidisseurs transversaux qu'au droit des appuis. En ce qui concerne les raidisseurs longitudinaux, leur présence permet d'améliorer la résistance de la section aussi bien à la flexion qu'à l'effort tranchant. L'aspect économique du raidissage longitudinal est étudié et il est montré qu'en appliquant la méthode des sections efficaces de l'EN 1993-1-5, le raidissage longitudinal n'est intéressant que pour des âmes de hauteur supérieure à 4 m. Les détails constructifs du raidissage longitudinal sont abordés, et en particulier l'intersection avec les raidisseurs transversaux. Des solutions sont envisagées, la première basée sur raidisseurs longitudinaux discontinus, la seconde sur des raidisseurs transversaux et longitudinaux placés sur les faces opposées de l'âme.

Le Chapitre 6 couvre la conception des contreventements de section, par cadre de contreventement ou par diaphragmes, que ce soit pour des poutres en I ou pour des ponts caisson. Les exigences de

conception sont exposées ainsi que les dispositions permettant de les satisfaire. La principale fonction de ces contreventements est de prévenir le déversement et de transférer les charges transversales des poutres vers le tablier. Les contreventements habituels sont basés sur des cadres, triangulés ou non, incluant des raidisseurs transversaux sur les âmes. La distance entre les plans de contreventement varie typiquement de 7 à 10 m pour un pont à poutres en I. Le coût matière de ces contreventement est proportionnellement faible mais le coût de fabrication est lui très élevé, aussi est-il important d'un point de vue économique d'optimiser ce raidissage. C'est pour cela que des solutions sont envisagées dans ce guide, avec entre autres, la possibilité de supprimer les raidisseurs transversaux. Dans un pont caisson, les cadres de contreventement ou les diaphragmes ont aussi pour fonction d'éviter la distorsion de la section et bien souvent servent d'appui local pour le tablier. La distance entre les plans de contreventement doit alors être réduite, typiquement entre 4 et 5 m, l'optimisation de cette distance étant abordée dans le Guide.

Le lancement du pont a fait l'objet d'une étude détaillée dans le cadre du projet COMBRI et est traité dans le Chapitre 7 de ce Guide. Les techniques de lancement ont été améliorées et cette méthode est maintenant très courante. Les équipements nécessaires sont décrits. Pendant le lancement, la résistance aux forces transversales (patch loading) devient prépondérante, dans la mesure où les réactions sur appuis sont très importantes et se conjuguent avec des moments de flexion élevés. Ces problèmes ont été étudiés dans le projet et une méthode de dimensionnement optimisée a été mise au point, qui sera finalement proposée pour être incluse dans une prochaine révision de l'EN 1993-1-5. Les règles permettent l'utilisation de longueurs de chargement assez élevées ce qui permet d'atteindre des résistances importantes. Il devient alors possible d'envisager le lancement du pont avec une partie du tablier ou l'armature déjà en place. Pour le pont bipoutre traité dans la Partie I, ces deux possibilités ont été étudiées et les résultats sont comparés. Quand il est nécessaire de lancer le pont avec la dalle ou les armatures déjà en place, les résultats du projet de recherche COMBRI sont très utiles et devraient conduire à des solutions plus économiques.

Références

- [1] ACHE: Asociación Científico técnica del Hormigón Estructural: Comprobación de un Tabellero mixto. Comisión 5, Grupo de Trabajo 5/3 "Puentes Mixtos", Madrid, Spain, 2006.
- [2] Allmeier, S.; Frenzel, J.; Schiefer, S.; Seidl, G.; Weber, J.: Innovation im Verbundbrückenbau - Talbrücke Oberhartmannsreuth. Stahlbau 69 (2000), No. 9, pp. 707-713.
- [3] ARS: Allgemeines Rundschreiben Straßenbau 12/03, 2003.
- [4] BAST: Bundesanstalt für Straßenwesen (Federal Highway Research Institute): Summary Statistics of Traffic Data in Germany, 2006.
- [5] Bernabeu Larena, J.: Evolución tipológica y estética de los puentes mixtos en Europa. Tesis Doctoral, Departamento de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, Spain, 2004.
- [6] Bornscheuer, B.; Eisele, S.: Die Nesenbachtalbrücke - Vom Wettbewerb bis zur Ausschreibung. Stahlbau 67 (1998), No. 11, pp. 827-830.
- [7] Braun, A.; Seidl, G.; Weizenegger, M.: Rahmentragwerke im Brückenbau - Konstruktion, Berechnung und volkswirtschaftliche Betrachtung. Beton- und Stahlbetonbau 101 (2006), No. 3, pp. 187-197.
- [8] Breuninger, U.: Zum Tragverhalten liegender Kopfbolzendübel unter Längsschubbeanspruchung. Dissertation, Mitteilung Nr. 2000-1 des Instituts für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Germany, 2000.
- [9] Bro 2004: Swedish design code for road bridges, 2004.
- [10] Bundesministerium für Verkehr: Straßenbrücken in Stahl-Beton-Verbundbauweise. Bundesministerium für Verkehr, Abteilung Straßenbau, Referat StB 25, Bonn 1997.
- [11] Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen: Brücken und Tunnel der Bundesfernstraßen 2001. Deutscher Bundes-Verlag, Köln, 2001.
- [12] Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen: Brücken und Tunnel der Bundesfernstraßen 2002. Deutscher Bundes-Verlag, Köln, 2002.
- [13] Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen: Brücken und Tunnel der Bundesfernstraßen 2004. Deutscher Bundes-Verlag, Köln, 2004.
- [14] Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen: Brücken und Tunnel der Bundesfernstraßen 2006. Deutscher Bundes-Verlag, Köln, 2006.
- [15] COMBRI: Competitive Steel and Composite Bridges by Improved Steel Plated Structures. Final Report, RFCS research project RFS-CR-03018, 2007.
- [16] COMBRI+: COMBRI Guide de conception - Partie I : Application des règles Eurocodes. RFCS project RFS2-CT-2007-00031, 2008.
- [17] Crespo Rodríguez, P.: Verification of a composite bridge deck according to the Spanish RPX code and Eurocode 4 - Comparative analysis. Third International Meeting on Composite Bridges, Madrid, Spain, 2001, pp. 479-496.
- [18] Denzer, G.; Gräßlin, W.; Hanswille, G.; Schmidtman, W.: Die Talbrücke über die Wilde Gera - Erfahrungen bei der Planung und Ausführung von Talbrücken mit einteiligen Verbundquerschnitten. Stahlbau 69 (2000), No. 11, pp. 842-850.
- [19] Denzer, G.; Schmackpfeffer, H.: Entwicklungen im Stahlverbundbrückenbau - Autobahnbrücken mit einteiligen Verbundquerschnitten. Stahlbau 74 (2005), No. 9, pp. 649-656.
- [20] Deutsche Bahn AG: Facts and Figures of the Annual Report 2007, 2008.

- [21] Deutsche-Einheit-Fernstraßenplanungs- und -bau GmbH: Brückenbauwerke in den neuen Bundesländern. Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2004.
- [22] Deutsche-Einheit-Fernstraßenplanungs- und -bau GmbH: Acht Großbrücken an der A73. Hubert von Brunn, Berlin, 2007.
- [23] DIN-Fachbericht 103: Stahlbrücken. Edition March 2003.
- [24] Doss, W.; Gebeshuber, A.; Friedrich, N.; Schmitt, V.; Seidl, G.; Weizenegger, M.: VFT-Bauweise - Entwicklung von Verbundfertigteilträger im Brückenbau. Beton- und Stahlbetonbau 96 (2001), No. 4, pp. 171-180.
- [25] Dürr, A.: Zur Ermüdungsfestigkeit von Schweißkonstruktionen aus höherfesten Baustählen bei Anwendung von UIT-Nachbehandlung. Dissertation, Mitteilung Nr. 2006-3 des Instituts für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Germany, 2006.
- [26] EBPlate: Logiciel développé dans le cadre du projet de recherche COMBRI [15]. Il permet le calcul des contraintes critiques de voilement élastiques des plaques. *EBPlate* est un logiciel gratuit et il peut être téléchargé depuis le site internet du Cticm : www.cticm.com
- [27] Eilzer, W.; Reintjes, K.-H.; Pötzsch, D.; Schreiber, O.: Entwurf und Ausführung der Seidewitztalbrücke im Zuge der BAB A 17. Stahlbau 75 (2006), No. 2, pp. 117–127.
- [28] EN 1990/A1 Eurocode : Bases de calcul des structures – Application pour les ponts, Décembre 2005.
- [29] EN 1991-2 : Eurocode 1 : Actions sur les structures - Partie 2 : actions sur les ponts, dues au trafic, Septembre 2003.
- [30] EN 1993-1-1 : Eurocode 3 : Calcul des structures en acier – Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments, Mai 2005.
- [31] EN 1993-1-5 : Eurocode 3 : Calcul des structures en acier – Partie 1-5 : Plaques planes, Octobre 2006.
- [32] EN 1993-1-9 : Eurocode 3 : Calcul des structures en acier – Partie 1-9 : Fatigue, Mai 2005.
- [33] EN 1993-1-10 : Eurocode 3 : Calcul des structures en acier – Partie 1-10 : choix des qualités d'acier, Mai 2005.
- [34] EN 1993-1-12 : Eurocode 3 : Calcul des structures en acier – Partie 1-12 : Règles additionnelles pour l'utilisation de l'EN 1993 jusqu'à la nuance d'acier S 700, Février 2007.
- [35] EN 1993-2 : Eurocode 3 : Calcul des structures en acier - Partie 2 : ponts métalliques, Octobre 2006.
- [36] EN 1994-2 : Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes acier-béton - Partie 2 : règles générales et règles pour les ponts, Octobre 2005.
- [37] EN 10025 : Produits laminés à chaud en aciers de construction, Novembre 2004.
- [38] EN 10164 : Aciers de construction à caractéristiques de déformation améliorées dans le sens perpendiculaire à la surface du produit. Conditions techniques de livraisons, Décembre 2004.
- [39] Hanswille, G., Sedlacek, G.: Steel and Composite Bridges in Germany – State of the Art. Norwegian Steel Conference, Oslo, Norway, October 18th, 2007.
- [40] Hertle, R.: Zur dynamischen Analyse von schubweich und diskret gekoppelten Mehrschichtenträgern. Dissertation, Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau No. 2/1992, TU München, Germany, 1992.
- [41] Hilgendorff, K.-D.; Neumann, W.; Reitz, D.; Schmitz, C.: Talbrücke Elben - Eine Stahlverbundbrücke mit einteiligem Querschnitt. Stahlbau 76 (2007), No. 5, pp. 320-335.
- [42] IAP: Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera. Ministerio de Fomento, Dirección General de Carreteras, Madrid, Spain, 1998.

- [43] Ibach, H.: Zum Kriechen und Schwinden von Verbundbrücken auf Grundlage der Eurocodes. Dissertation, Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau No. 2/2001, TU München, Germany, 2001.
- [44] Johansson, B.: Buckling resistance of structures of high strength steel. IABSE Structural Engineering Documents 8, 2005, pp. 120-128.
- [45] Johansson, B.; Maquoi, R.; Sedlacek, G.; Müller, C.; Beg, D.: Commentary and worked examples to EN 1993-1-5 "Plated structural elements". Joint report JRC-ECCS, 2007.
- [46] Kuhlmann, U.; Detzel, A.: Verbundbrücken. In: Mehlhorn, G. (Hrsg.): Handbuch Brücken, Springer Verlag, Berlin, Germany, 2007, pp. 209-219.
- [47] Kuhlmann, U.; Dürr, A.; Roos, F.: Ermüdungsnachweis für Straßen-Verbundbrücken nach DIN-Fachbericht. Stahlbau 72 (2003), No. 9, pp. 679-682.
- [48] Kuhlmann, U.; Ehmann, J.; Raichle, J.: Messungen an der Nesenbachtalbrücke. Final Report, Mitteilung Nr. 2004-16X des Instituts für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Germany, 2004.
- [49] Kulka, H.; Schaumann, P.: Neue Entwicklungen im Verbundbrückenbau. Straßen und Tiefbau 45 (1991), No. 5, pp. 6-16.
- [50] Langen, T.; Pfisterer, H.; Skusa, F.; Weber, J.: Größte Doppelverbund-Straßenbrücke Deutschlands – Die Innbrücke Neuötting. Stahlbau 69 (2000), No. 11, pp. 833-841.
- [51] Llombart Jaques, J.A.; Revoltós Fort, J.; Couto Wörner, S.: Puente sobre el río Tajo, en el embalse de Alcántara (Arcos de Alconétar). Hormigón y Acero N° 242, 4.er Trimestre (2006), Madrid, Spain.
- [52] Manterola Armisén, J.: Composite arch bridges. Proceedings of the 3rd International Meeting on Composite Bridges (Hrsg.: Martínez Calzón, J.), Madrid, Spain, 2001, pp. 173-185.
- [53] Manterola Armisén, J.: New proposals in steel bridges and footbridges. Proceedings of the 5th International Symposium on Steel Bridges, Barcelona, Spain, March 5th-7th, 2003.
- [54] Martínez Calzón, J.: Strict box composite bridges - A new design of the optimum use of composite typology. Proceedings of the 12th Annual International Bridge Conference, Pittsburg, USA, 1995.
- [55] Martínez Calzón, J.: The abacus system for the launching of large span constant edge composite bridges - Types and possibilities. Proceedings of the 3rd International Meeting on Composite Bridges (Hrsg.: Martínez Calzón, J.), Madrid, Spain, 2001, pp. 219-231.
- [56] Martínez Cutillas, A.: Aplicación de los métodos generales de cálculo no lineal al estudio de los puentes mixtos. Proceedings of the 3rd International Meeting on Composite Bridges (Hrsg.: Martínez Calzón, J.), Madrid, Spain, 2001, pp. 234-261.
- [57] Ramberger, G.; Aigner, F.: Stahlbrücken. In: Mehlhorn, G. (Hrsg.): Handbuch Brücken, Springer Verlag, Berlin, Germany, 2007, pp. 828-862.
- [58] Millanes Mato, F.: Comparative analysis of double composite action launched solutions and prestressed solutions in high speed railway viaduct. Proceedings of the 3rd International Meeting on Composite Bridges (Hrsg.: Martínez Calzón, J.), Madrid, Spain, 2001, pp. 383-404.
- [59] Millanes Mato F., Pascual, J.: The viaduct across the "Arroyo de las Piedras" in the high speed line between Córdoba and Málaga - An innovative solution for the first high speed line steel concrete composite bridge in Spain. Proceedings of the 5th International Symposium on Steel Bridges, Barcelona, Spain, March 5th-7th, 2003.
- [60] Millanes Mato, F.: Construir en acero los puentes de luces medias. Asociación para la Promoción Técnica del Acero, APTA, Madrid, Spain, 2006 (http://www.apta.com.es/pdf/Jornada%202004/francisco_millanes.pdf).
- [61] Millanes Mato, F.; Pascual Santos, J.; Ortega Cornejo, M.: Viaducto "Arroyo las Piedras" - Primer viaducto mixto de las Líneas de Alta Velocidad Españolas. Hormigón y Acero N° 243, 1.er Trimestre (2007), Madrid, Spain.

- [62] Nather, F.: Stahlbrücken mit Doppelverbund in Deutschland - Überblick und Ergebnisse von Forschungsaufträgen. *Bauingenieur* 72 (1997), pp. 131-141.
- [63] Ndogmo, J.: Doppelverbundbrücken im Bau- und Endzustand. *Stahlbau* 75 (2006), No. 8, pp. 670-677.
- [64] Neuner, F.: Zur Berechnung prismatoidisch gefalteter Flächentragwerke unter besonderer Berücksichtigung elastischer Fugen. Dissertation, Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau No. 1/93, TU München, Germany, 1993.
- [65] OTUA 1997: Les aciers thermomécaniques. Documents scientifiques et techniques de l'AFPC (Association Française Pour la Construction) et de l'OTUA (Office Technique pour l'Utilisation de l'Acier). ISSN 0150-6900, Mai 1997.
- [66] Pantaleón Prieto, M.J.; J. A., Ramos Gutiérrez, O. R.; Ortega Carreras. G.; Martínez García, J. M.: Viaducto de Escaleritas en Las Palmas de Gran Canaria. *Hormigón y Acero* N° 244, 2.er Trimestre (2007), Madrid, Spain.
- [67] Pauser, A.: *Brücken in Wien*. Springer Verlag, Wien, Austria, 2005.
- [68] Petel, A.; Davaine, L.: Design of bracing frames for the twin-girder bridge. Background document COMBRI+054, RFCS project RFS2-CT-2007-00031, 2008.
- [69] Petel, A.; Davaine, L.; Braun, B.: Launching of the composite twin-girder bridge. Background document COMBRI+037, RFCS project RFS2-CT-2007-00031, 2008.
- [70] Peter, J.; Wetzel, R.; Bach, T.: Die Reichenbachtalbrücke der Thüringer Waldautobahn A 71. *Stahlbau* 72 (2003), No. 3, pp. 127-138.
- [71] RASQ: Richtlinie für die Anlage von Straßen - Teil: Querschnitte, 1996.
- [72] Reintjes, K.-H.: Die Bauweise der dichten Kleinkästen im Verbundbrückenbau. *Stahlbau* 74 (2005), No. 9, pp. 657-663.
- [73] Reintjes, K.-H.; Gebert, G.: Das Zügelgurt-Fachwerk der Muldebrücke Wurzen. *Stahlbau* 75 (2006), No. 8, pp. 613-623.
- [74] Reintjes, K.-H.; Schreiber, O.: Die Stahlverbundbrücke über die Müglitz im Zuge der Autobahn Dresden-Prag - Entwurf und Ausführung. *Stahlbau* 73 (2004), No. 1, pp. 4-13.
- [75] Roesler, H.; Schmidt, D.: Die neue Leinetalbrücke bei Heiligenstadt. *Stahlbau* 72 (2003), No. 6, pp. 422-425.
- [76] Roik, K.-H.: Taking Steel Structures into the 20th Century. Symposium, Luxemburg, 1990.
- [77] RPM. Recomendaciones para el proyecto de puentes metálicos para carreteras. Ministerio de Fomento, Dirección General de Carreteras, Madrid, Spain, 1996.
- [78] RPX. Recomendaciones para el proyecto de puentes mixtos para carreteras. Ministerio de Fomento, Dirección General de Carreteras, Madrid, Spain, 1996.
- [79] Manual de aplicación de las recomendaciones RPM-RPX/95. Ministerio de Fomento, Dirección General de Carreteras, Madrid, Spain, 2000.
- [80] Rui-Wamba, J.: The Spanish contribution to design and construction of steel bridges. Proceedings of the 5th International Symposium on Steel Bridges, Barcelona, Spain, March 5th-7th, 2003.
- [81] Schmackpfeffer, H.: Typenentwürfe für Brücken in Stahlverbundbauweise im mittleren Stützweitenbereich (Teil I). *Stahlbau* 68 (1999), No. 7, pp. 264-276.
- [82] Schmackpfeffer, H.: Typenentwürfe für Brücken in Stahlverbundbauweise im mittleren Stützweitenbereich (Teil II). *Stahlbau* 70 (2001), No. 4, pp. 429-435.
- [83] Schmidtman, W.; Wagner, P.: Die Werratalbrücke Einhausen – neue Wege beim Bau einer Autobahn-Verbundbrücke mit getrennten Überbauten. *Stahlbau* 74 (2005), No. 10, pp. 735-748.
- [84] Schmitt, V.: Untersuchungen zum verstärkten Einsatz von Stahlverbund-konstruktionen bei Brücken kleiner und mittlerer Stützweiten. Final report, FOSTA research project P629, 2005.

- [85] Schmitt, V.; Seidl, G.: Verbundfertigteil-Bauweise im Brückenbau. Stahlbau 70 (2001), No. 8, pp. 546-553.
- [86] Schmitt, V.; Seidl, G.; Hever, M.; Zapfe, C.: Verbundbrücke Pöcking – Innovative VFT-Träger mit Betondübeln. Stahlbau 73 (2004), No. 6, pp. 387-393.
- [87] SUSBRI: Sustainable Bridges: European Railway Bridge Demography. Document WP1-02-T-040601-F D 1.2, EU research project TIP3-CT-2003-001653, 2004.
- [88] Tschumi, M.; Grüter, R.; Ramondenc, P.: Fortschritte im Eisenbahn-Stahlbrückenbau Europas. Stahlbau 67 (1998), No. 8, pp. 612-626.
- [89] Veljkovic, M.; Johansson B.: Design of hybrid steel girders. Proceedings of the Third European Conference on Steel Structures (Vol. 1), Coimbra, Portugal, September 19th-20th, 2002.

Liste des figures

Figure 2.1 : Pont à poutres en I avec tablier large supporté par des traverses en console Pont près de Remoulins, France	2
Figure 2.2 : Pont à poutre-caisson avec poutres de rive supportant le tablier Viaduc de Verrières sur l'Autoroute A75 près de Millau, France.	3
Figure 2.3 : Régions de Belgique.	4
Figure 2.4 : Types de structures des ponts routes de la région wallonne.....	5
Figure 2.5 : Types de matériau des ponts routes de la région wallonne	5
Figure 2.6 : Année d'ouverture à la circulation des ponts routes de la région wallonne.....	6
Figure 2.7 : Longueur des ponts routes de la région wallonne	6
Figure 2.8 : Types des ponts rails belges.....	7
Figure 2.9 : Répartition des longueurs de travée pour les ponts rails belges	7
Figure 2.10 : Ponts rails belges – Profils des âges	8
Figure 2.11 : Viaduc de l'Eau Rouge, près de Malmedy, Belgique, 1993.....	9
Figure 2.12 : Viaduc de la Gueule près de Moresnet, Belgique, 1917/2005	10
Figure 2.13 : Viaduc de Secheval, Belgique, 1979	11
Figure 2.14 : Viaduc de Remouchamps, Belgique, 1980.....	12
Figure 2.15 : Viaduc des « Croupets du Moulin », près de Sart, Belgique, 1979	13
Figure 2.16 : Viaduc de Polleur, Belgique	13
Figure 2.17 : Répartition des ponts français construits en 2004 en fonction du type de structure	14
Figure 2.18 : Répartition des ponts français construits en 2004 en fonction de la portée principale... ..	15
Figure 2.19 : Section transversale courante d'un pont bipoutre mixte.....	16
Figure 2.20 : Exemples de sections avec entretoises supportant la dalle	17
Figure 2.21 : Coulage du béton au dessous des appuis intermédiaires à la fin	17
Figure 2.22 : Utilisation d'éléments de dalle préfabriqués	18
Figure 2.23 : Utilisation d'une prédalle comme coffrage	18
Figure 2.24 : Reconstitution d'une poutre de pont en I et soudage de raidisseurs verticaux	19
Figure 2.25 : Viaduc de La Risle, près de Brionne, France, 2004	21
Figure 2.26 : Viaduc LEO sur la Durance, vers Avignon, France, 2008	22
Figure 2.27 : Viaduc de la vallée de l'Ourcq, France, 2006	23
Figure 2.28 : Viaduc de Verrières, près de Millau, France, 2002.....	24
Figure 2.29 : Viaduc de Jaulny, France, 2005.....	25
Figure 2.30 : Pont sur la rivière Spree, près de Cottbus, Allemagne, 1994 [10].....	26
Figure 2.31 : Pont de Schrotetal, près de Magdeburg, Allemagne [10]	26
Figure 2.32 : Répartition par longueur des ponts en Allemagne [84][87].....	27
Figure 2.33 : Répartition par types des ponts existants en Allemagne en 2005 [84][87].....	27
Figure 2.34 : Répartition des types de ponts construits actuellement en Allemagne [84]	28
Figure 2.35 : Disposition typique d'un pont mixte à tablier unique.....	29
Figure 2.36 : Supports pour les entretoises horizontales utilisées en cas de remplacement de la dalle	32
Figure 2.37 : Pont de la vallée de Reichenbach près d'Ilmenau, Allemagne, 2002 Aperçu des appuis du coffrage à chemin de roulement supérieur.....	33
Figure 2.38 : Exemple de coffrage à chemin de roulement supérieur	34
Figure 2.39 : Pont de la vallée Schwarza, Allemagne, 2002. Vue des panneaux repliables du coffrage	35
Figure 2.40 : Pont de la vallée Nesenbachtal, près de Stuttgart, Allemagne, 2000	35
Figure 2.41 : Pont avec des caissons étanches à l'air	36

Figure 2.42 : Configurations typiques de ponts mixtes avec éléments de dalle préfabriqués Seul le système de dalle basé sur [71] est représenté. Dimensions en (m).....	39
Figure 2.43 : Exemples de sections transversales d'éléments de coffrage préfabriqués basés sur [81] pour les configurations de la Figure 2.42. Dimensions en (m).....	40
Figure 2.44 : Montage d'un pont à poutres en acier et éléments en béton préfabriqués près de Ravensburg, Allemagne.	40
Figure 2.45 : Sections transversales courantes de poutres mixtes préfabriquées avec béton coulé sur chantier.....	41
Figure 2.46 : Montage d'une poutre mixte préfabriquée à goujons horizontaux près de Münsigen, Allemagne.....	42
Figure 2.47 : Etude de cas pour une comparaison entre les recommandations espagnoles et les Eurocodes pour le dimensionnement des ponts en acier et des ponts mixtes acier-béton [1][17].....	47
Figure 2.48 : Calcul final des sections et des dispositions des raidisseurs et des diaphragmes [1][17].....	47
Figure 2.49 : Exemples de ponts innovants en Espagne [60].....	48
Figure 2.50 : Pont Betxi Borriol, Valence [60].....	49
Figure 2.51 : Autres exemples de ponts métalliques en Espagne.....	50
Figure 2.52 : Le viaduc de Tina Menor, élévation et vue en plan [56].....	51
Figure 2.53 : Le viaduc de Tina Menor, section transversale. Détail de la dalle béton dans la semelle inférieure (en jaune) permettant à obtenir l'action doublement mixte pour les sections à proximité des piles [56].....	52
Figure 2.54 : Le viaduc de Tina Menor, treillis latéral [56].....	52
Figure 2.55 : Le viaduc de Tina Menor, construction étayée [56].....	53
Figure 2.56 : Le viaduc Arroyo de las Piedras [61].....	54
Figure 2.57 : Section transversale à mi-portée (gauche) et au niveau des appuis (droite) [61].	55
Figure 2.58 : Dispositions constructives de l'ouvrage [61].	55
Figure 2.59 : Plusieurs étapes du lancement [61].	56
Figure 2.60 : Section transversale du pont de Rangedala, Suède.....	58
Figure 2.61 : Le pont de Rangedala, Suède, en cours de montage.....	58
Figure 2.62 : Pont intégral supporté par des pieux en acier situés derrière le mur de culée.....	59
Figure 2.63 : Plan et section transversale du pont préfabriqué.....	60
Figure 2.64 : Plan d'un élément de tablier de pont et section transversale au-dessus d'une poutre...	60
Figure 2.65 : Mise en place d'un élément du tablier.	61
Figure 2.66 : Faibles tolérances dans le positionnement des éléments.	61
Figure 2.67 : Elévation et section transversale du pont sur le Veckefjärden. Les entretoisements sont faits de profilés en U boulonnés sur les raidisseurs d'âme.....	62
Figure 2.68 : Photo du pont sur le Veckefjärden pendant la construction en hiver.....	63
Figure 2.69 : Pont franchissant l'E4 à Höga Kusten, Suède.....	64
Figure 2.70 : Pont du Vallsundet, Suède (à gauche) et appuis triangulaires sur le chenal de navigation (à droite).....	64
Figure 2.71 : Coulage du béton de la dalle.....	65
Figure 2.72 : Section transversale et détails au niveau des appuis du pont sur le Vallsundet.	65
Figure 3.1 : Prix relatif par tonne d'acier laminé à chaud par rapport au prix du S235 en fonction de la limite élastique.....	67
Figure 3.2 : Coût relatif du matériau par rapport au coût du S235 en supposant que la résistance puisse être pleinement exploitée.....	67
Figure 3.3 : Coût relatif de la matière pour une âme avec raidisseurs d'extrémité non rigides soumise au cisaillement. [44].....	69
Figure 3.4 : Répartition des contraintes dans l'âme d'une poutre hybride soumise à une flexion positive (renversée par rapport à la section sur pile).....	70
Figure 3.5 : Deux détails de soudage pour un pont bipoutre. Dimensions en (mm).....	74

Figure 3.6 : Réduction des coûts par redimensionnement du pont à poutres-caisson en acier S460/690 au lieu d'acier S355.....	77
Figure 4.1 : Pont à poutres en I comportant des plaques de semelle inclinées.	79
Figure 4.2 : Poutre caisson à Lille, France (raidisseurs à section ouverte).	80
Figure 4.3 : Poutre caisson avec raidisseurs à section fermée, Viaduc de Millau, France.....	80
Figure 4.4 : Section transversale typique d'un pont caisson mixte allemand avec augets [39].	81
Figure 4.5 : Poutre-caisson à raidisseurs trapézoïdaux sur la semelle inférieure.	81
Figure 4.6 : Elévation du pont de Wasserburg sur la rivière Inn, Allemagne, 1987.	84
Figure 4.7 : Elévation du pont de Torgau sur l'Elbe, Allemagne, 1993.	85
Figure 4.8 : Elévation du pont de Bernkastel-Kues sur la Moselle, Allemagne, 1995.	85
Figure 4.9 : Elévation et coupe longitudinale du pont de Neuötting sur la rivière Inn, Allemagne, 2000.	86
Figure 5.1 : Raidisseurs verticaux en T.....	89
Figure 5.2 : Modèle statique pour la vérification des raidisseurs.	89
Figure 5.3 : Montant d'extrémité rigide / non rigide.	90
Figure 5.4 : Cas d'une poutre sans (haut) et avec (bas) raidisseurs longitudinaux (le dessin n'est pas à l'échelle). Liste des plaques d'acier, toutes en nuance S460.	91
Figure 5.5 : Cas d'une poutre sans (haut) et avec (bas) raidisseurs longitudinaux (vues hors échelle) Liste des plaques d'acier avec les semelles en S460 et les âmes en S355.....	93
Figure 5.6 : Pont bipoutre de Triel-sur-Seine, France, 2003.....	94
Figure 5.7 : Catégories de détail à la fatigue pour un raidisseur en simple plat.	94
Figure 5.8 : Découpes dans un raidisseur transversal.....	94
Figure 5.9 : Détail constructif de l'intersection entre raidisseur longitudinal et cadre de contreventement.....	95
Figure 5.10 : Pont sur la rivière Nordsteg à Vienne, Autriche, 1996.....	96
Figure 5.11 : Coupe transversale du pont sur la rivière Nordsteg à Vienne, Autriche, 1996.....	97
Figure 5.12 : Pont ferroviaire en cours de montage près de Riesa, Allemagne, 2005.	97
Figure 6.1 : Entretoisement en « portique ».....	98
Figure 6.2 : Entretoisement en « treillis ».....	98
Figure 6.3 : Pont bipoutre près d'Avignon, France, 2008.....	99
Figure 6.4 : Pont rails bipoutre TGV Est – Canal de l'Ourcq, France, avec diaphragmes, 2006.....	99
Figure 6.5 : Pont bipoutre – Sens, France.	100
Figure 6.6 : Pont rails bipoutre – TGV Est – Pont-à-Mousson, France.....	100
Figure 6.7 : Modélisation d'un cadre de contreventement.	101
Figure 6.8 : Cas de charge pour le calcul de la rigidité C_d	101
Figure 6.9 : Contreventement normal en travée.....	102
Figure 6.10 : Contreventement renforcé en travée	102
Figure 6.11 : Solution alternative pour les entretoisements transversaux situés dans la travée.	104
Figure 6.12 : Effort normal exercé dans les solutions alternatives d'entretoisement, pour l'étude du flambement des barres.....	104
Figure 6.13 : Contreventement dépourvu de raidisseurs verticaux.....	106
Figure 7.1 : Cas de lancement particulier.....	109
Figure 7.2 : Chaise à 6 galets (charge maximale 330 tonnes).....	111
Figure 7.3 : Chaise à 4 galets et 2 galets latéraux additionnels pour le guidage longitudinal Longueur totale 1,25 m.....	111
Figure 7.4 : Chaises à galets et câble.	112
Figure 7.5 : Balancier pour le lancement du pont sur la vallée de l'Elbe, près de Siegen, Allemagne.	112
Figure 7.6 : Balancier pour le lancement du pont sur la vallée de l'Elbe, près de Siegen, Allemagne.	112

Figure 7.7 : Patin fixé sous un raidisseur vertical Viaduc de Verrières autoroute A75, près de Millau, France.....	113
Figure 7.8 : Exemples de dispositifs de lancement.	114
Figure 7.9 : Avant-bec pour le lancement du viaduc de Verrières, près de Millau, France.	115
Figure 7.10 : Viaduc de la Croix Verte, Avignon, France, 1994 lancement au-dessus des voies ferrées.....	116
Figure 7.11: Lancement avec des éléments préfabriqués de dalle (Situation n°1).....	118
Figure 7.12 : Lancement avec des éléments préfabriqués de dalle (situation n°2)	119
Figure 7.13 : Lancement avec des éléments préfabriqués de dalle (situation n°3)	119

Liste des Tableaux

Tableau 2.1 : Temps de construction indicatifs d'un pont bipoutre	19
Tableau 2.2 : Limitation de transport en France.....	20
Tableau 2.3 : Données concernant les ponts à tablier unique [Hilgendorff2007]	30
Tableau 2.4 : Données publiées sur les ponts à poutres caisson étanches à l'air	36
Tableau 2.5 : Données publiées concernant des ponts à poutres mixtes préfabriquées et béton coulé sur chantier	43
Tableau 2.6 : Ponts Routes en acier en Espagne, classés par typologies. Informations datant de 1996.	44
Tableau 3.1 : Résumé des exigences ou des usages nationaux pour la limitation de la flèche des ponts	68
Tableau 3.2 : Modification du coût lorsque l'âme en S460 est remplacée par une âme en S355.....	70
Tableau 3.3 : Ponts français construits avec des nuances d'acier supérieures à S355.	72
Tableau 3.4 : Ponts allemands construits avec des nuances d'acier supérieures à S355.	73
Tableau 3.5 : Comparaison des quantités d'acier utilisées	75
Tableau 3.6 : Comparaison des flèches à mi-portée	76
Tableau 3.7 : Comparaison des coûts de matériau	76
Tableau 4.1 : Ponts allemands à action doublement mixte.....	86
Tableau 6.1 : Déformée des trois premiers modes de déversement élastique.....	103
Tableau 6.2 : Quantités d'acier pour le contreventement	105
Tableau 6.3 : Economies d'acier réalisées sur les contreventements en utilisant la courbe b au lieu de la courbe d pour le déversement.....	106
Tableau 7.1 : Comparaison de résultats pour le lancement d'un pont bipoutre.....	120

Première édition - Copyright © 2008 Tous droits réservés par les partenaires du projet

