

Office fédéral des routes OFROU

# PONTS MIXTES ACIER-BÉTON

Guide de conception durable

Édition 2024 V1.01 ASTRA 82020

# **Impressum**

#### Auteurs / groupe de travail

Papastergiou Dimitrios ASTRA N-SSI, présidence

Waldis Walter ASTRA N-SSI

Stucki Dieter DIC SA, Aigle, auteur

#### **Traduction**

Services linguistiques OFROU, la version originale en allemand fait foi.

#### Éditeur

Office fédéral des routes OFROU Division Réseaux routiers N Standards et sécurité de l'infrastructure SSI 3003 Berne

#### **Diffusion**

Le document est téléchargeable gratuitement sur le site www.astra.admin.ch.

#### © ASTRA 2024

Reproduction à usage non commercial autorisée avec indication de la source.

2 2024 | V1.01 ASTRA-D-F4D63401/726

# **Avant-propos**

La conception des ponts mixtes acier-béton en Suisse a évolué parallèlement au développement du réseau autoroutier. Au début des années soixante, les ponts mixtes ont connu un essor important lors de la construction des autoroutes Lausanne-Genève (N1) et Berne-Fribourg (N2). Pendant les années septante, deux évènements ont conduit à ce qu'on appelle la décennie d'or de la construction mixte. D'une part, la recherche menée à la Lehigh University aux États-Unis par Konrad Basler a permis de développer des nouvelles méthodes pour la vérification de l'effort tranchant : le voilement de l'âme des caissons et des poutres pouvait être toléré pour autant que l'équilibre des forces soit repris par un champ de traction. Ceci a mené à une simplification conséquente de la construction métallique, de sorte que des âmes d'une hauteur de 4 m ont pu être construites sans raidisseurs horizontaux. D'autre part, une économie supplémentaire (jusqu'à 10 % de la construction métallique) a été rendue possible par l'arrivée sur le marché européen d'un type d'acier développé en 1930 aux États-Unis : l'acier patinable résistant aux intempéries. Malgré le déclin remarqué pendant les années quatre-vingt dû à la concurrence des ponts précontraints et des prises de décisions basées sur le prix de la construction sans qu'aucune réflexion ne soit menée sur le futur entretien et la nécessité de surveillance des ouvrages d'art, la fin du siècle a vu la réalisation de certains ponts et viaducs mixtes innovants et parfois monumentaux comme le Pont Barreq à Dättwil et les viaducs des Vaux, références internationales dans toutes les documentations relatives aux ponts mixtes.

En général, les ponts mixtes se sont bien comportés au fil des ans. La problématique des peintures de protection inefficaces contre la corrosion est aujourd'hui résolue grâce au développement de nouveaux systèmes de protection qui garantissent une durée de protection allant au moins jusqu'à la moitié de la vie de service des ponts. L'utilisation d'acier patinable a en outre permis de minimiser les besoins d'entretien. Les ponts mixtes sont également très adaptés à un système moderne de gestion du patrimoine car ils permettent de connaître avec une précision remarquable l'état de l'ouvrage ainsi que sa capacité portante et ses réserves structurelles. De plus, les ponts mixtes favorisent une construction rapide et répondent aux exigences du développement durable. Il s'agit de systèmes appropriés aux concepts flexibles créant des synergies avec des techniques comme la précontrainte ou avec des matériaux innovants comme le composite cimentaire fibré ultraperformant (CFUP). Pour toutes ces raisons, les ponts mixtes sont de retour, ce qui est confirmé par leur place dans les choix des ingénieurs lors des récents concours de construction de ponts et viaducs.

Le présent guide est un outil qui résume les meilleures pratiques pour la conception et la construction de ponts mixtes basés sur plusieurs années d'expérience. Une attention particulière est portée aux détails constructifs correspondants à une conception durable. Enfin, le guide inclut des études de cas provenant de l'histoire de la construction des ponts mixtes du réseau autoroutier suisse, en présentant leurs particularités et les innovations techniques associées.

#### Office fédéral des routes

Dimitrios Papastergiou Responsable Ouvrages d'art

# Table des matières

	Avant-propos	
	Avant-propos	3
1	Introduction	7
1.1	But de la documentation	
1.2	Champ d'application	
1.3	Destinataires	
1.4	Entrée en vigueur et modifications	
1.4	Littlee en vigueur et mounications	
2	Contexte	8
2.1	Bases légales, normes et standards pertinents	
2.2	Motivation	
2.3	Comportement de la structure des ponts mixtes	8
2.4	Délimitation	9
3	Duincines / concention	40
<b>ა</b> 3.1	Principes / conception	
3.1.1	Conception de section transversale	
3.1.1 3.1.2		
3.1.2 3.1.3	Conception spéciale de section transversale	
3.1.3 3.2	Poutres en caisson	
3.2.1	Conception de section transversale	
3.2.1	Poutres du pont	
3.2.2	Ponts en auge	
3.3.1	Conception de section transversale	
3.3.2	Poutres du pont	
3.4	Ponts poutres à treillis	
3.4.1	Conception de section transversale	
3.4.2	Poutres du pont	
	Discount the second section of the	40
<b>4</b> 4.1	Disposition constructive	
4.1 4.2		
4.2 4.2.1	Ponts poutres	
4.2.1 4.2.2	Tôle d'âme des poutres maîtresses	
4.2.2	Entretoises	
4.3	Poutres en caisson	
4.3.1	Semelles des poutres maîtresses	
4.3.2	Entretoises cadres	
4.4	Dalle de roulement	
4.5	Connecteurs	
4.5.1	Goujons à tête	
4.5.2	Nouveau mode d'assemblage	
4.6	Appareils d'appui	
5		22
	Méthode de construction	
5.1 5.1.1	Construction métalliqueTransport	
5.1.1 5.1.2	· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	
5.1.2 5.1.3	Montage Contreventements temporaires	
5.1.3 5.2	Dalle de roulement	
5.2 5.2.1	Dalle de roulement en béton coulé sur place	
5.2.1	Dalle de roulement en beton coule sur place  Dalle de roulement préfabriquée	
5.2.3	Dalle de roulement préfabriquée en CFUP	
		00

6	Durabilité et entretien	38
6.1	Protection contre la corrosion	38
6.2	Acier de construction patinable	
6.3	Protection constructive contre la corrosion	
6.4	Fatigue	43
7	Exemples d'ouvrages de construction	44
7.1	Viaduc sur la Venoge – RC 177	
7.2	N01 Viaduc à flanc de coteau de Killwangen (AG)	
7.3	N01 Viaduc du Bünztal	
7.4	N01 Passage supérieur de la Mellingerstrasse à Birmenstorf	56
7.5	N01 Viaducs de Lully	
7.6	N01 Viaducs du Bois de Rosset	
7.7	N01 Les viaducs des Vaux	68
7.8	N01 Pont de Baregg	
7.9	N01 PS Relais de Bavois	
7.10	N05 Viaduc du Landeron Ouest	83
	Glossaire	87
	Bibliographie	88
	Liste des modifications	

# 1 Introduction

## 1.1 But de la documentation

La présente documentation s'applique à la construction de ponts mixtes acier-béton. Elle détaille les concepts utilisés aujourd'hui en matière de ponts, le niveau de connaissances dans ce domaine et pose ainsi les principes et les critères pour le choix du système et le concept des ponts mixtes acier-béton.

La documentation sert à standardiser les concepts et à optimiser les rapports coût-utilité des ponts mixtes acier-béton sur toute la durée de vie des ouvrages d'infrastructure.

# 1.2 Champ d'application

La documentation s'applique à la planification, à la conception et à la réalisation de nouvelles constructions et à la réfection de ponts mixtes acier-béton.

#### 1.3 Destinataires

Les personnes concernées par la présente documentation sont les maîtres d'ouvrage, les concepteurs, les entrepreneurs, les fournisseurs et les exploitants de ponts mixtes acierbéton.

# 1.4 Entrée en vigueur et modifications

Ce document est entré en vigueur le 30.11.2022. La liste des modifications peut être consultée à la page 91.

# 2 Contexte

# 2.1 Bases légales, normes et standards pertinents

Des dispositions légales sont à observer en ce qui concerne la construction, l'exploitation et l'entretien de ponts mixtes acier-béton. Il revient au maître d'ouvrage, au concepteur, à l'entrepreneur, au fournisseur et à l'exploitant de respecter les prescriptions et les normes pertinentes de leurs domaines respectifs [1]—[16].

#### 2.2 Motivation

Tandis qu'après la Seconde Guerre mondiale, ce sont principalement des ponts en béton armé et en béton précontraint qui ont été construits, ces dernières années, ce sont plutôt les projets de ponts mixtes acier-béton qui se sont multipliés. En réponse à cet état de fait, il s'agit ici de proposer un guide pour les ingénieurs chargés de la conception et pour les maîtres d'ouvrage publics.

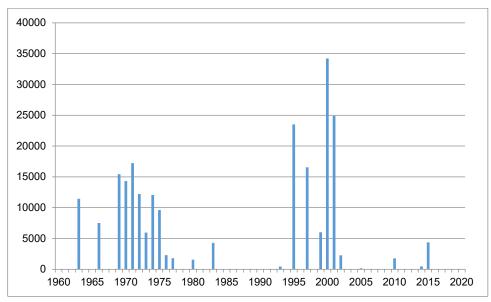


Fig. 2.1 Surface allouée à la construction de ponts mixtes acier-béton sur les routes nationales en mètre carré par année.

# 2.3 Comportement de la structure des ponts mixtes

Les constructions mixtes se composent d'une dalle en béton armé ou en béton précontraint reliée à une charpente métallique par des connecteurs. Les connecteurs limitent le glissement relatif entre la partie inférieure de la dalle en béton et la partie supérieure de la charpente métallique. Ils garantissent la compatibilité de la déformation des deux matériaux.

En règle générale, l'axe neutre de la section du pont se situe relativement haut. La Fig. 2.1 présente le diagramme de déformations et de contraintes d'une section typique au niveau des charges de service.

Fig. 2.1 Diagramme de déformations et de contraintes au niveau des charges de service.

Si le moment est positif, la poutre métallique est majoritairement tendue et la dalle en béton comprimée, ce qui s'avère très économique. Si le moment est négatif, le béton est sollicité en traction, ce qui entraîne une fissuration de la section de sorte que seule l'armature longitudinale passive de la dalle en béton est prise en compte lors de la vérification. La poutre métallique est comprimée, ce qui peut la rendre instable ; la section doit donc être adaptée en conséquence.

#### 2.4 Délimitation

La présente documentation ne peut pas et ne doit pas servir de manuel pour calculer le dimensionnement de ponts mixtes. Pour une analyse approfondie de la théorie relative aux ponts mixtes acier-béton, nous renvoyons à la littérature complémentaire (voir Lebet [17], Hanswille [18], Hoischen [19], etc.)

Ce sont avant tout les ponts poutres en caisson, les ponts poutres à âme pleine et les ponts en auge ordinaires avec des connecteurs traditionnels de type goujons à tête qui sont présentés ici. L'accent est mis sur une conception aboutie de la construction de ponts. La présente documentation suit succinctement le guide « Ponts mixtes acier-béton » publié par le Service d'études sur les transports, les routes et leurs aménagements (SETRA) [20]. L'effet mixte obtenu grâce aux barres à goujons, etc. n'est délibérément pas abordé.

Il ne sera pas fait mention des poutrelles enrobées dans du béton (construction PPE) ni des ponts haubanés, puisqu'ils n'entrent en considération que dans certains cas de figure. Les ponts à treillis tubulaire spatial sont présentés succinctement au chapitre 3.4 : ils ont été choisis dans des cas spécifiques pour des raisons esthétiques, cependant l'expérience a montré qu'ils présentent des coûts du cycle de vie (*life cycle cost*) élevés. Ces coûts peuvent d'ailleurs être réduits grâce aux systèmes anticorrosion modernes et à l'état actuel de la technique (voir ch. 6.1).

Les exigences spécifiques en termes de qualité de l'Office fédéral de routes (OFROU) sont détaillées dans les fiches techniques du manuel technique [3] et dans la directive 12001 [1].

# 3 Principes / conception

On opte pour des ponts mixtes dans le cas où les portées mesurent 30 à 130 m de long. Les ponts économiquement avantageux ont des portées d'environ 50 mètres. La Fig. 3.1 montre sans équivoque l'utilisation accrue de l'acier après l'introduction de la nouvelle génération de normes qui tiennent compte des charges routières plus importantes.

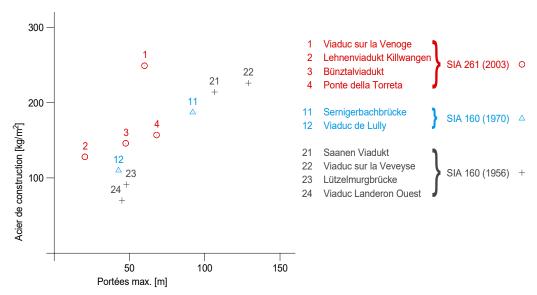


Fig. 3.1 Utilisation d'acier en kg par m² de surface de pont accessible au trafic.

# 3.1 Ponts poutres

Aujourd'hui, les ponts mixtes sont principalement conçus sous forme de ponts poutres à âme pleine. Les ponts bipoutres peuvent s'avérer particulièrement économiques car souvent, une hauteur et un poids de construction peu élevés sont déterminants pour un montage rapide sans entrave à la construction. Cela s'applique notamment aux ponts droits à petites ou moyennes travées.

#### 3.1.1 Conception de section transversale

Les ponts poutres mixtes se composent généralement d'une dalle de roulement en béton armé et de deux poutres maîtresses à âme pleine avec des entretoises qui ne sont pas connectées à la dalle de roulement (Fig. 3.2).

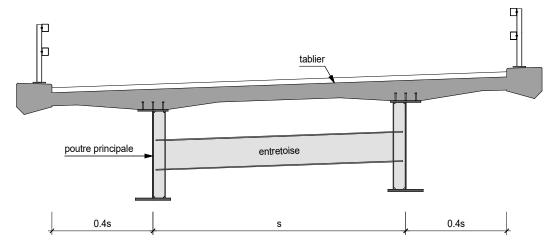


Fig. 3.2 Section de bipoutre à âme pleine.

Ces dernières années, les poutres en caisson ont souvent été choisies à la place des poutres composées à âme pleine pour des raisons esthétiques avant tout mais aussi pour des questions d'entretien (Fig. 3.3). En effet, elles permettent d'éviter les semelles inférieures saillantes qui entraînent souvent des problèmes de salissures et de corrosion liés aux nids d'oiseaux si aucune mesure de protection n'est prise. En général, les poutres composées à âme pleine restent préférées car toutes leurs faces sont visibles et que le principe « je peux entretenir ce que je vois » prévaut. De même, il convient d'examiner l'encastrement de la dalle de roulement dans les caissons métalliques (voir ch. 4.4).

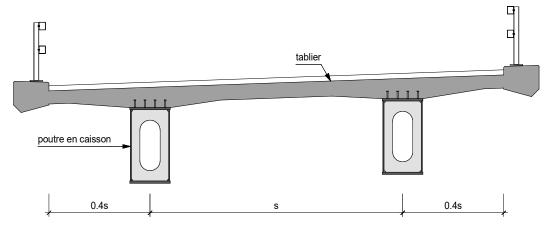


Fig. 3.3 Section de pont bipoutre avec poutres en caisson.

#### Poutres maîtresses

Les poutres maîtresses sont généralement faites de poutres composées à âme pleine soudées ensemble intégralement. Elles-mêmes se composent d'une tôle d'âme ainsi que d'une semelle inférieure et d'une semelle supérieure. Si les portées sont de petite taille, on peut également recourir à des poutres en profilés laminés. Longitudinalement, la largeur des semelles est en général constante tandis que leur épaisseur, de même que l'épaisseur et la hauteur de la tôle d'âme, varient en fonction des contraintes. Des goujons à tête soudés à la semelle supérieure connectent les poutres métalliques à la dalle de roulement en béton armé.

Selon les contraintes géométriques de la chaussée, les poutres maîtresses sont de taille identique si le dévers est unilatéral mais décalées verticalement en fonction de celui-ci (Fig. 3.2). Dans le cas d'un profil en toit, les poutres maîtresses sont aussi de même taille, mais disposées à la même hauteur (Fig. 3.4).

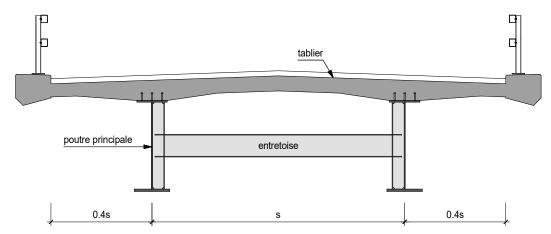


Fig. 3.4 Section de pont bipoutre avec profil en toit.

#### **Entretoises**

Les entretoises, qui forment un cadre transversal avec les poutres maîtresses, sont généralement faites de tôles en profilés laminés et ne sont pas en contact avec la dalle de roulement. Les entretoises principales sur appuis, davantage sollicitées, ont des dimensions plus importantes et sont faites de poutres composées à âme pleine soudées ensemble. Les traverses de l'entretoise sont soudées aux montants verticaux de l'entretoise des poutres maîtresses. Les montants de l'entretoise, qui forment également les raidisseurs transversaux de l'âme de la poutre maîtresse, sont faits de sections en T soudées aux semelles et aux tôles d'âme des poutres maîtresses.

L'écart qui sépare les entretoises est généralement inférieur à 8 m. Il est constant dans une travée mais peut varier d'une travée à l'autre. En cas de moments de déversement élevés dans la zone d'appui, il peut être nécessaire d'y réduire la distance entre les entretoises.

#### Dalle de roulement

L'épaisseur de la dalle de roulement est constante longitudinalement et varie en général entre 26 et 40 cm transversalement. La dalle de roulement est généralement en béton armé et, en cas de longs porte-à-faux, elle peut être précontrainte transversalement.

#### 3.1.2 Conception spéciale de section transversale

Les ponts poutres mixtes peuvent être composés de plus de deux poutres maîtresses à âme pleine (Fig. 3.5). Toutefois, comme leur conception est plus onéreuse que les ponts bipoutres habituels, ils ne sont construits que là où des contraintes bien spécifiques l'exigent, comme :

- une largeur de tablier supérieure à 25 m;
- une hauteur statique disponible insuffisante ;
- un processus de montage uniquement possible avec des engins de levage légers en raison des contraintes du site ;
- un faible rapport entre la portée et la largeur du pont.

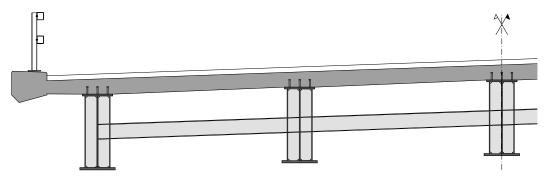


Fig. 3.5 Section d'un pont multipoutre à âme pleine.

## 3.1.3 Poutres du pont

Les poutres de la plupart des ponts poutres ont une hauteur constante sur toute la longueur du pont (Fig. 3.6) ce qui rend leur fabrication en atelier efficace, et donc très économique.



Fig. 3.6 Pont dont les poutres ont une hauteur constante.

Si les travées de rive sont courtes, la hauteur des poutres est réduite linéairement jusqu'aux culées, sans que cela ne porte trop atteinte au caractère économique du pont (Fig. 3.7).



Fig. 3.7 Pont dont la hauteur des poutres varie dans les travées de rive.

Les ponts dont la hauteur des poutres varie sont souvent choisis en raison de contraintes géométriques (gabarit d'espace libre à respecter) ou d'aspects esthétiques, puisque leur fabrication et leur montage sont plus complexes. Le changement de hauteur des poutres est généralement parabolique (Fig. 3.8), bien qu'il puisse prendre n'importe quelle forme géométrique.



Fig. 3.8 Pont dont la hauteur variable des poutres forme une parabole.

#### 3.2 Poutres en caisson

Les ponts poutres en caisson sont notamment utilisés si le tracé est courbe et les portées importantes, puisque les forces de déviation dues à la courbure ne peuvent plus être absorbées par la section ouverte du pont poutre. On optera donc pour un caisson résistant à la torsion.

Les ponts poutres en caisson sont aussi choisis afin de réduire les dimensions des piles en inclinant également les tôles d'âme.

## 3.2.1 Conception de section transversale

Les ponts poutres en caisson se composent d'une dalle de roulement en béton armé et d'une charpente métallique en forme de U, assemblée à partir de tôles métalliques. Des entretoises cadres sont disposées à intervalles réguliers (Fig. 3.9). La charpente métallique se compose de deux semelles supérieures, de deux tôles d'âme et d'une semelle inférieure.

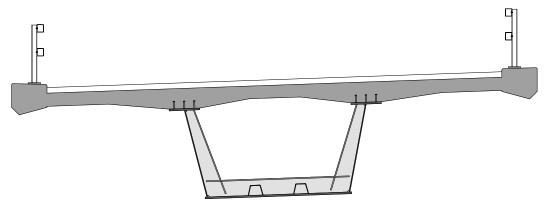


Fig. 3.9 Poutre en caisson.

La dalle de roulement suit les mêmes modalités d'exécution que la dalle des ponts bipoutres.

Les semelles supérieures présentent des caractéristiques similaires à celles des ponts bipoutres.

L'épaisseur de la semelle inférieure est constante transversalement et échelonnée longitudinalement en fonction des sollicitations. Si nécessaire, des raidisseurs (profils trapézoïdaux, profils en T ou fers plats) sont également disposés.

Les âmes des poutres en caisson sont généralement inclinées et munies de raidisseurs là où cela s'avère nécessaire.

À l'instar des ponts poutres, il est possible de disposer des entretoises reliées à la dalle de roulement si la chaussée est large.

Les entretoises cadres renforcées sont faites de poutres composées à âme pleine soudées ensemble et sont disposées tous les 4 à 6 m (Fig. 3.10). Elles garantissent l'indéformabilité de la section transversale de la poutre du pont.

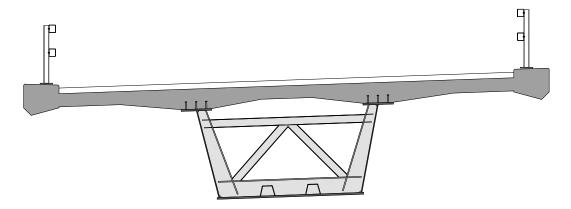


Fig. 3.10 Entretoises cadres.

Des diaphragmes massifs sont situés au droit des appuis. Ils transmettent les différentes sollicitations de la poutre du pont aux appuis. En principe, on concevra un diaphragme plein et massif avec un trou d'homme pour la construction et les futures tâches d'inspection (Fig. 3.11). Le diamètre du trou d'homme doit mesurer 60 cm au minimum. Le diaphragme est connecté à la dalle de roulement au moyen de goujons à tête.

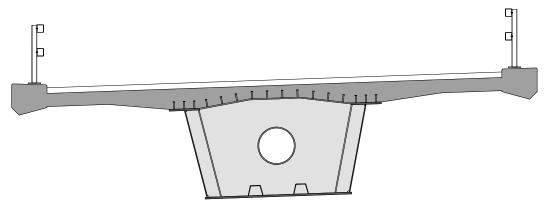


Fig. 3.11 Diaphragme sur appuis.

Généralement, la hauteur des poutres en caisson métallique ne peut être inférieure à 1,2 m et, à certains endroits, 1 m. L'OFROU recommande une hauteur minimale de 1,5 m pour la construction de la dalle de roulement et aussi pour des raisons d'entretien et d'inspection.

Les caissons métalliques économiquement avantageux ne font pas plus de 6 m de large au total et la semelle inférieure ne dépasse pas les 4,5 m de large. De cette manière, le caisson métallique peut être fabriqué comme un seul élément et il n'est plus nécessaire de procéder à des soudures longitudinales difficiles à réaliser au niveau de la semelle inférieure.

Dans certains cas, par exemple si les caissons métalliques sont petits, il peut être judicieux de poser la semelle supérieure sur toute la largeur du caisson. Cette opération permet d'éviter les travaux complexes de coffrage et de décoffrage de la dalle de roulement. Des petits caissons métalliques fermés sont souvent utilisés pour les ponts courbes et courts.

Lors de la réfection des ponts poutres, il convient de vérifier s'il est possible de poser un contreventement inférieur sans entraîner de frais disproportionnés, dans le but de renforcer la poutre du pont et d'absorber une charge de trafic plus importante (Fig. 3.12).

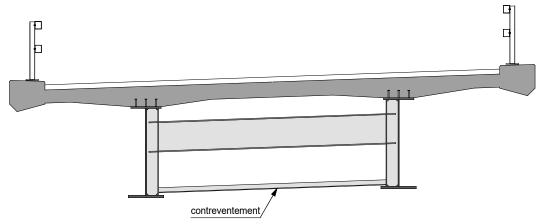


Fig. 3.12 Pose ultérieure d'un contreventement inférieur.

#### 3.2.2 Poutres du pont

Les poutres de la plupart des ponts poutres en caisson ont une hauteur constante sur toute la longueur du pont. Dans des cas exceptionnels, la hauteur des poutres peut varier, ce qui entraîne toutefois une hausse des prix de fabrication et de montage, notamment en cas de montage par poussage.

# 3.3 Ponts en auge

L'exigence qui revient le plus souvent dans la construction des routes nationales est de renoncer à l'utilisation de piles intermédiaires pour les passages aménagés au-dessus de la chaussée et de prévoir un profil d'espace libre plus grand pour l'ajout d'une voie de circulation future, tout en conservant la même hauteur de remblai du passage supérieur. De fait, les nouvelles constructions ont des portées si grandes qu'elles ne peuvent souvent que prendre la forme de ponts en auge.

#### 3.3.1 Conception de section transversale

Les ponts en auge sont composés de deux poutres en caisson métallique saillantes connectées à une dalle de roulement en béton (Fig. 3.13). Des entretoises métalliques sont disposées à intervalles réguliers afin de soutenir la dalle de roulement et de créer l'effet de liaison.

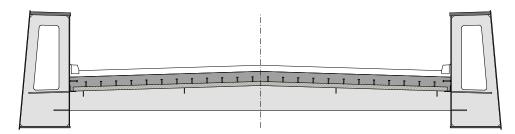


Fig. 3.13 Pont en auge.

La dalle de roulement, qui s'étend d'une entretoise à l'autre, est en béton armé. Elle est coulée entièrement sur place ou bétonnée à l'aide de prédalles servant d'éléments de coffrage. Des goujons à tête la connectent aux poutres maîtresses et aux entretoises.

Généralement, les poutres en caisson sont conçues pour être accessibles à pied.

Une attention toute particulière doit être portée aux détails de construction de la transition entre la dalle de roulement et la poutre de bord ; une disposition envisageable est illustrée à la Fig. 3.14. De plus, il convient de recourir à des dispositifs constructifs pour éviter que la protection de surface sur la face intérieure de la poutre maîtresse ne soit endommagée.

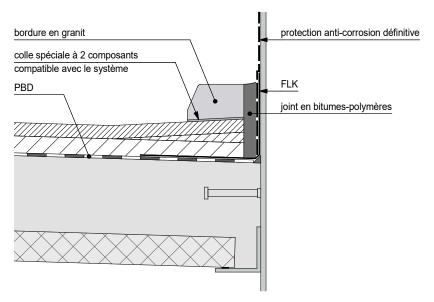


Fig. 3.14 Détail de la transition entre la dalle de roulement et la poutre de bord.

#### 3.3.2 Poutres du pont

Les poutres de la plupart des ponts en auge, à l'image des ponts poutres en caisson, ont une hauteur constante sur toute la longueur du pont. Dans des cas exceptionnels, la hauteur des poutres peut varier, ce qui entraîne toutefois une hausse des prix de fabrication et de montage.

## 3.4 Ponts poutres à treillis

On opte le plus souvent pour des ponts poutres à treillis pour des raisons esthétiques, car leurs coûts de construction et d'entretien sont relativement élevés.

Depuis peu, il est aussi possible de recourir à des sections tubulaires en acier patinable.

#### 3.4.1 Conception de section transversale

La section transversale est généralement conçue de manière analogue aux ponts poutres en caisson. Dans ce cas, on opte souvent pour une conception triangulaire avec une semelle inférieure centrale.

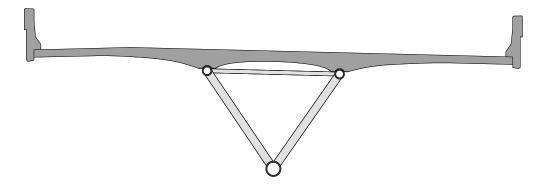


Fig. 3.15 Section transversale.

#### 3.4.2 Poutres du pont

Les poutres de la plupart des ponts poutres à treillis, à l'image des ponts poutres en caisson, ont une hauteur constante sur toute la longueur du pont. Dans le cas de passages supérieurs, on recourra souvent à des poutres de hauteur variable pour des raisons esthétiques.

# 4 Disposition constructive

#### 4.1 Choix des matériaux

Généralement, les ponts routiers du réseau des routes nationales font partie de la classe d'exécution EXC3 selon la norme EN 1090.

Pour les éléments porteurs, il convient en principe de n'utiliser que des matériaux directement commandés à l'usine. Il faut donc prévoir suffisamment de temps dans le calendrier du projet pour la commande de matériaux.

Les éléments porteurs doivent appartenir au groupe de qualité J2 au minimum. Pour les tôles épaisses (t ≥ 25 mm), l'OFROU recommande d'utiliser de l'acier de construction à grains fins de qualité supérieure des groupes de qualité M, ML, N et NL.

Généralement, de l'acier de qualité S355 est utilisé, mais il est aussi possible de recourir à de l'acier plus résistant (S420 et S460).

Les épaisseurs de tôle maximales autorisées sont listées dans le tableau 2.1 de la norme EN 1993-1-10.

Si les sollicitations sont perpendiculaires à l'épaisseur de la dalle et donc dans le sens de l'épaisseur des semelles, les valeurs Z requises pour éviter tout arrachement lamellaire doivent être respectées.

Les joints de montage sont généralement soudés. En cas d'assemblages boulonnés, il convient généralement d'utiliser des boulons à haute résistance (HR).

Il est recommandé d'utiliser de l'acier de construction patinable (voir ch. 6.2).

Les prescriptions pour les dalles de roulement en béton armé figurent dans la norme SIA 262.

# 4.2 Ponts poutres

#### 4.2.1 Semelles des poutres maîtresses

Les semelles des poutres maîtresses sont généralement en acier de qualité S355N, M, NL ou ML.

En plan, elles suivent l'axe de la route : elles sont droites si le pont est droit, et courbes horizontalement si le pont est courbe. Transversalement, elles sont disposées à l'horizontal.

Si les travées sont petites, l'épaisseur des semelles est constante. Si les travées sont plus grandes, elle varie en fonction des sollicitations. En général, les variations d'épaisseur des semelles se font vers l'âme pour faciliter, en haut, l'exécution de la dalle et, en bas, le lançage de la charpente métallique (Fig. 4.1).

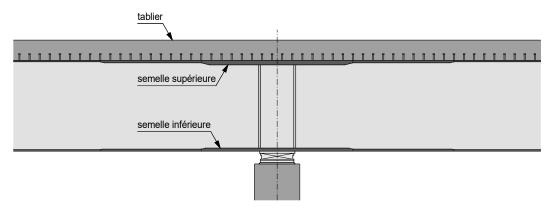


Fig. 4.1 Variation de l'épaisseur des semelles.

Des variations trop abruptes en termes d'épaisseur peuvent entraîner des pics de moments de flexion et des concentrations de contraintes parasites. En conséquence, l'épaisseur ne doit pas varier de plus de + 50 % et - 33 %. En outre, le raccord entre différentes épaisseurs doit être linéaire et de pente 1:4 (Fig. 4.2).

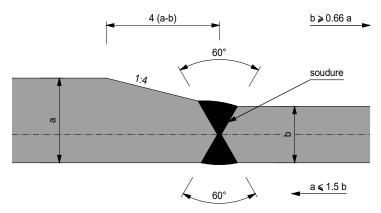


Fig. 4.2 Détail du raccord entre différentes épaisseurs d'une semelle.

Le nombre de changements d'épaisseur de semelles doit être choisi avec soin en fonction des besoins. Si l'épaisseur est trop constante, il en résulte une utilisation excédentaire d'acier. En revanche, des épaisseurs trop variées engendrent des coûts de fabrication élevés. La Fig. 4.3 présente des épaisseurs variées de semelles de poutres continues dans le cas de travées de différentes tailles.

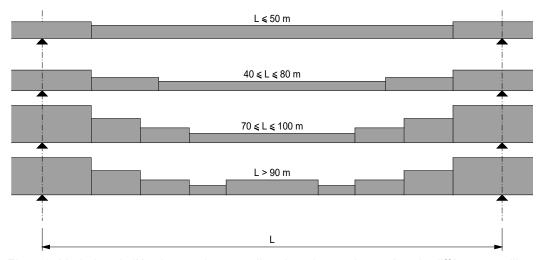


Fig. 4.3 Variation de l'épaisseur des semelles dans le cas de travées de différentes tailles.

Pour les ponts poutres simplement appuyés (travées isostatiques), il est judicieux d'envisager 2 à 3 changements d'épaisseurs de semelles.

#### 4.2.2 Tôle d'âme des poutres maîtresses

Les tôles d'âme ainsi que les raidisseurs transversaux et longitudinaux qui y sont soudés sont généralement en acier de qualité S355K2+N.

En plan, la géométrie des tôles d'âme suit la géométrie de la route, semelles comprises.

Les tôles d'âme sont coupées à partir de tôle en tenant compte du profil longitudinal, des contreflèches et des variations de l'épaisseur des semelles.

En général, l'épaisseur des tôles d'âme est d'au moins 14 à 16 mm afin de limiter les déformations non désirées lors du soudage des raidisseurs. Elles sont également disposées de manière centrée les unes aux autres.

En cas de variation d'épaisseur allant jusqu'à 4 mm, il est possible de se passer de délardage. En cas de variations plus importantes, le délardage est réalisé de manière analogue aux semelles.

#### 4.2.3 Entretoises

Les entretoises sont généralement constituées de tôles en profilés laminés de la série IPE ou de profils HE avec des dimensions de 400 à 700 mm, et sont généralement en acier de qualité S355K2+N.

Sur les appuis où de gros diaphragmes sont requis, les entretoises sont faites de poutres composées à âme pleine soudées ensemble de 700 à 1600 mm de hauteur (fig. Fig. 4.4).

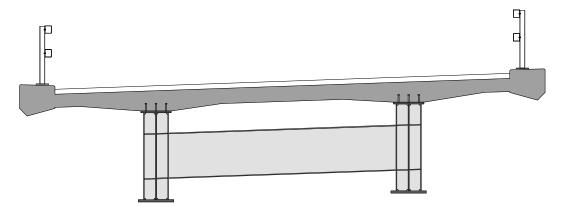


Fig. 4.4 Diaphragme sur appuis.

En cas de sollicitations importantes, il peut s'avérer nécessaire que le diaphragme atteigne la dalle de roulement, voire qu'il y soit connecté (Fig. 4.5). Ce système a toutefois comme inconvénient que le coffrage éventuel de la dalle de roulement ne peut plus être déplacé en continu entre les poutres maîtresses.

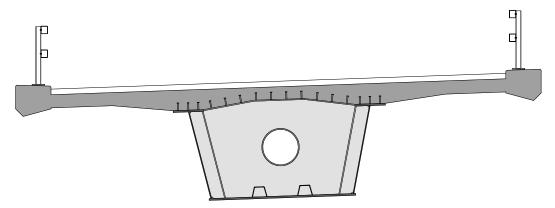


Fig. 4.5 Diaphragme sur appuis connecté à la dalle de roulement.

En élévation, les traverses et les raidisseurs transversaux, qui forment ensemble les entretoises cadres, peuvent être disposés verticalement ou en biais (perpendiculairement au profil longitudinal). Les diaphragmes sur appuis sont toujours à la verticale.

En plan, les entretoises sont positionnées perpendiculairement à l'axe des poutres (axe du pont).

Pour les ponts poutres légèrement inclinés (> 70°), toutes les entretoises sont disposées de biais (Fig. 4.6).

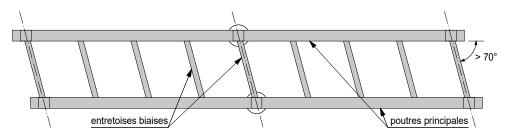


Fig. 4.6 Pont poutre légèrement incliné.

Pour les ponts poutres très inclinés (< 70°), il est nécessaire d'effectuer des calculs supplémentaires afin de déterminer la disposition optimale des entretoises. Une disposition possible des entretoises est illustrée à la Fig. 4.7.

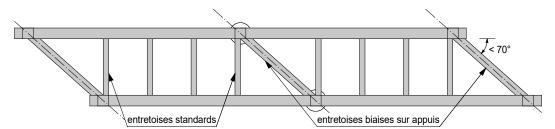


Fig. 4.7 Pont poutre très incliné.

Pour les ponts inclinés, la contreflèche des poutres longitudinales doit également être prise en compte pour déterminer la disposition des entretoises.

Les entretoises peuvent être positionnées horizontalement ou parallèlement au dévers de la dalle de roulement (Fig. 4.8). La distance entre la sous-face de la dalle de roulement et la semelle supérieure de l'entretoise doit être d'au moins 30 cm.

Le but est d'optimiser l'entretien (réfection de la protection contre la corrosion) et de laisser de la place pour la construction de conduites.

En cas d'utilisation d'un coffrage mobile pour la face inférieure, il est souvent nécessaire de prévoir un espace libre de 50 cm.

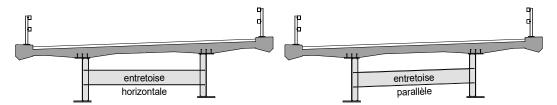


Fig. 4.8 Disposition des entretoises.

#### Montants de l'entretoise

Les montants de l'entretoise qui, avec les traverses de l'entretoise, forment les cadres transversaux, sont généralement constitués de poutres composées à âme pleine soudées ensemble en forme de T et soudées aux poutres maîtresses. La semelle du montant de l'entretoise est solidement soudée à la semelle supérieure de la poutre maîtresse ; elle n'est généralement pas soudée à la semelle inférieure de la poutre maîtresse afin de limiter les fissures dues à la fatigue. La Fig. 4.9 illustre une disposition possible de l'extrémité de la semelle supérieure du montant de l'entretoise au niveau de la semelle inférieure de la poutre maîtresse. Généralement, des encoches rondes sont taillées dans les montants de l'entretoise afin de réaliser la soudure longitudinale de manière optimale ; elles servent aussi à évacuer les éventuelles eaux de chaussée pour prévenir la formation de salissures.

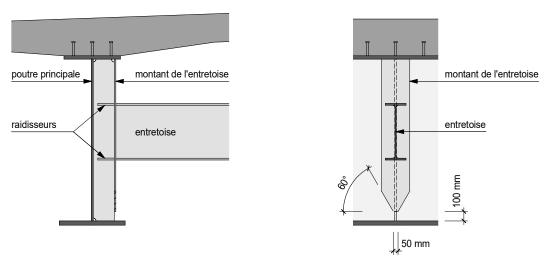


Fig. 4.9 Disposition globale du montant de l'entretoise.

Afin de pouvoir déplacer le coffrage de la dalle de roulement, les raidisseurs transversaux sont décalés de 100 mm par rapport au bord intérieur de la semelle inférieure des poutres maîtresses (Fig. 4.10).

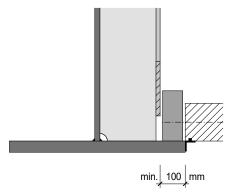


Fig. 4.10 Espace libre pour le coffrage.

En revanche, la semelle des raidisseurs transversaux au niveau des appuis est solidement soudée à la semelle inférieure de la poutre maîtresse puisque les contraintes de fatigue y sont généralement plus petites et que les réactions des appuis sont ainsi directement introduites.

Généralement, les traverses de l'entretoise sont reliées aux raidisseurs transversaux et aux poutres maîtresses au moyen de plaques de fer plat. On préférera disposer des plaques rectangulaires afin de permettre le raccordement avec les contreventements et contreventements de montage éventuellement nécessaires. Pour les ponts multipoutres, les raidisseurs sont soudés sur les trois faces afin de garantir la continuité des entretoises (Fig. 4.11).

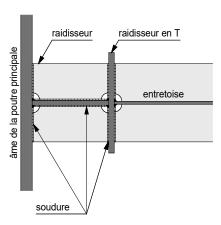
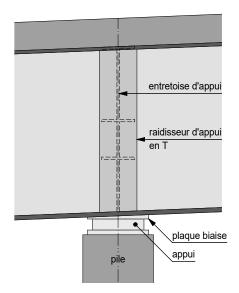


Fig. 4.11 Raccordement des entretoises aux raidisseurs transversaux.

Dans le cas des entretoises sur appuis, un raidisseur transversal supplémentaire est disposé sur la face extérieure de la poutre maîtresse (Fig. 4.12). Il garantit une introduction optimale des efforts dans les appareils d'appui. Aux emplacements où des vérins temporaires sont positionnés pour changer d'appareils d'appui, les entretoises sur appuis ou les diaphragmes sont renforcés avec des raidisseurs supplémentaires pour la reprise des efforts (Fig. 4.12). Au droit des appareils d'appui, des plaques biaises massives sont fixées et soudées aux poutres maîtresses. Leur rôle est de compenser l'inclinaison de la semelle inférieure due à la géométrie du pont (pente longitudinale, dévers) et de former une surface de support horizontale. La qualité de l'acier des plaques biaises est la même que celle des semelles inférieures des poutres maîtresses. L'épaisseur minimale des plaques biaises est de 20 mm ; les surfaces sont formées en usine.



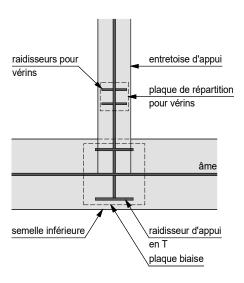


Fig. 4.12 Entretoise sur appui.

#### Disposition aux extrémités du pont

Les poutres maîtresses dépassent généralement les culées de 50 cm à 1 m. Dans la zone des joints de chaussée, le tablier est renforcé afin de permettre un ancrage satisfaisant de ces joints, de résister aux déformations différentielles entre la dalle des culées et l'extrémité du pont et d'absorber les sollicitations dynamiques dans cette zone de transition. Le renforcement est généralement prévu sur une longueur de 1 m et une épaisseur de 40 cm sur toute la largeur (Fig. 4.13). Il peut être effectué en exploitant la hauteur des voûtes au droit des poutres (type 1), ou en réduisant la hauteur des poutres maîtresses (type 2). Dans certains cas, si les sollicitations du tablier sont importantes, le recours à un sommier en béton armé peut s'avérer nécessaire (type 3). En général, le tablier dépasse les entretoises de rive de 30 cm, ce qui permet de mettre en place un caniveau d'écoulement.

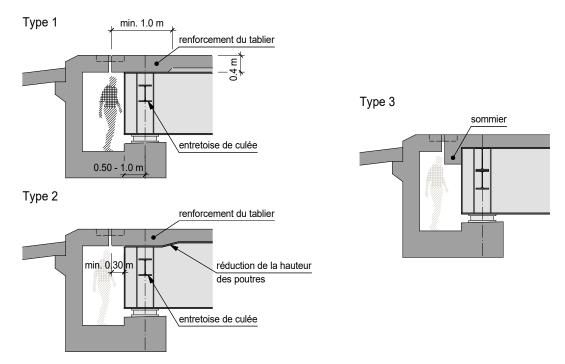


Fig. 4.13 Renforcement du tablier dans la zone des culées.

#### Disposition à l'extrémité des ponts intégraux ou semi-intégraux

Dans le cas des ponts intégraux et semi-intégraux, les poutres maîtresses sont directement encastrées dans les culées. La Fig. 4.14 illustre une manière possible de réaliser cet encastrement.

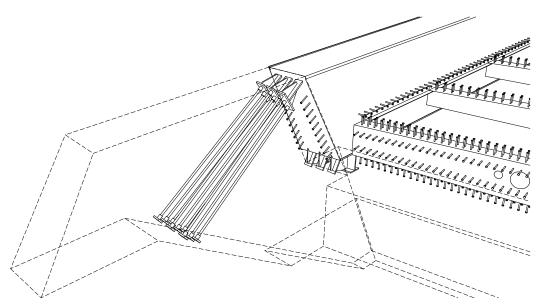


Fig. 4.14 Encastrement d'une poutre de pont.

#### 4.3 Poutres en caisson

Les détails qui ne concernent que les ponts poutres en caisson sont décrits dans le chapitre ci-après. Pour le reste, nous renvoyons au chapitre 4.2 sur les ponts poutres.

Selon les contraintes géométriques du tablier, la semelle inférieure du caisson est positionnée horizontalement ou de manière analogue au dévers du tablier (Fig. 4.15). En cas de profil en toit, la semelle inférieure du caisson est disposée horizontalement.

En général, en cas de dévers unilatéral, on optera pour une section de même dévers pour la semelle inférieure afin de simplifier la fabrication.

Les âmes sont souvent disposées de biais afin que la semelle inférieure ne dépasse pas les 4,5 m de largeur (voir ch. 3.2.1).

Pour les ponts plus petits dont la largeur des semelles inférieures est plus petite, les âmes peuvent aussi être disposées à la verticale.

Si la hauteur du caisson est faible (moins de 1,5 m) de même que sa largeur, la semelle supérieure est posée sur toute la largeur du caisson, ce qui fait que le caisson métallique est fermé. Dès lors, la semelle supérieure fait office de coffrage pour le tablier et doit donc être dimensionnée en conséquence. La disposition des goujons à tête est divisée en deux zones : la zone de bord, où sont positionnés les goujons à tête ayant un effet sur la statique requis, et la zone du milieu où les distances maximales entre les goujons doivent être respectées.

La semelle supérieure peut être disposée à l'horizontal ou de biais.

Si nécessaire, lors du montage du caisson métallique ouvert, un contreventement peut être fixé au niveau de la semelle supérieure, ce qui permet de fermer la section ouverte du caisson et de lui conférer une rigidité à la torsion supplémentaire.

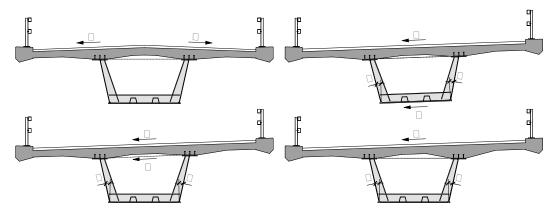


Fig. 4.15 Conception possible de la section transversale.

## 4.3.1 Semelles des poutres maîtresses

La tôle d'âme est souvent raccordée à la tôle de la semelle inférieure avec une soudure d'angle en laissant un espace libre de 50 à 100 mm (Fig. 4.16). Dans la zone d'appui, où les efforts des appareils d'appui sont directement transmis à l'âme, cette dernière est raccordée à la tôle de la semelle inférieure au moyen d'une soudure en K complètement pénétrée sur une longueur d'1 m des deux côtés de l'axe de l'appareil d'appui.

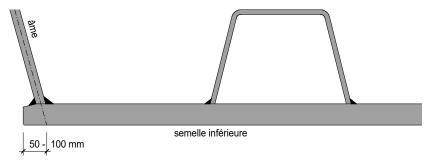


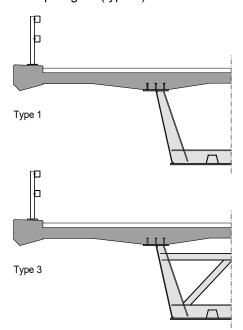
Fig. 4.16 Détail du raccordement de l'âme à la tôle de la semelle inférieure.

Pour des raisons de stabilité, des raidisseurs longitudinaux sont soudés à la tôle de la semelle inférieure. Ils sont généralement constitués de profils trapézoïdaux. Pour les ponts courbes, soit les raidisseurs trapézoïdaux sont disposés en polygones, soit on utilisera des raidisseurs composés de tôles courbées et assemblées.

#### 4.3.2 Entretoises cadres

Les entretoises cadres sont généralement requises pour maintenir la forme de la section transversale en cas de sollicitations en torsion. Selon les impératifs, on recourra aux types d'entretoises cadres suivants :

- entretoise cadre simple (type 1);
- entretoise cadre continue (type 2);
- entretoise cadre renforcée (type 3);
- diaphragme (type 4).



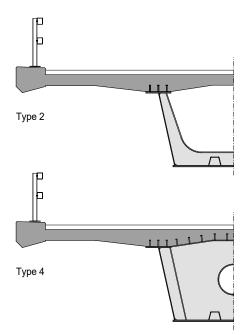


Fig. 4.17 Types d'entretoises cadres.

Le type 4, le diaphragme massif, est surtout utilisé pour les ponts très courbes et dans les zones d'appui. Il convient de veiller à ce qu'un tel diaphragme dispose d'une ouverture suffisamment grande pour le traverser. L'aile supérieure du diaphragme est reliée à la dalle de roulement au moyen de goujons à tête.

#### 4.4 Dalle de roulement

Le sens principal de la portance de la dalle de roulement est transversal. La dalle de roulement s'articule sur les poutres longitudinales/semelles supérieures des poutres en caisson, sans être encastrée dans l'âme de la poutre métallique. Si les montants de l'entretoise sont massifs et selon leur rigidité, un encastrement dans l'âme de la poutre métallique peut être considéré ([8] et [21]). D'habitude, l'épaisseur de la dalle de roulement est d'au moins 26 cm et peut atteindre environ 40 cm au-dessus des semelles supérieures (Fig. 4.18).

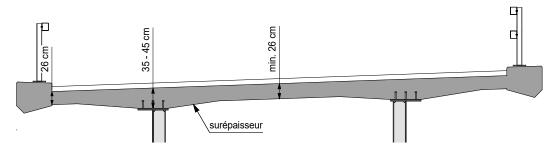


Fig. 4.18 Géométrie d'une dalle de roulement.

L'armature dans le sens transversal résulte de l'état de la sollicitation de la dalle. L'armature dans le sens de la longueur est avant tout nécessaire pour respecter la condition de l'état limite de service. Une disposition possible de l'armature est illustrée à la Fig. 4.19.

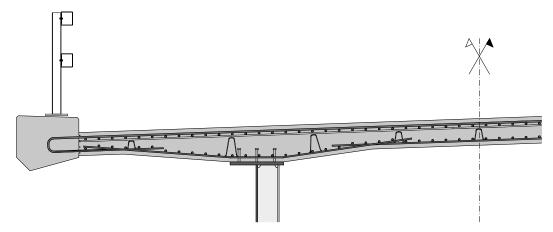


Fig. 4.19 Armature de la dalle de roulement.

#### 4.5 Connecteurs

#### 4.5.1 Goujons à tête

L'effet mixte entre les poutres métalliques et la dalle de roulement en béton armé est créé au moyen de goujons à tête d'un diamètre de 22 mm en matériau S235J2G3 + C450. Les goujons à tête sont fixés au moyen d'un dispositif à souder pour goujons. La longueur des goujons à tête est généralement de 150 mm, à condition qu'une hauteur libre d'au moins 30 mm soit disponible entre le bord inférieur de la tête du goujon et le bord supérieur de l'armature inférieure (raidisseurs inclus).

Pour les distances et les enrobages, il convient de respecter la norme SIA 264.

La disposition des goujons à tête sur les poutres longitudinales résulte des contraintes suivantes :

- pose de l'armature transversale (distance de 150 ou 200 mm);
- passage continu laissé libre pour le déplacement d'un chariot de coffrage;
- distances minimales;
- nombre de goujons requis.

Une disposition possible est illustrée à la Fig. 4.20.

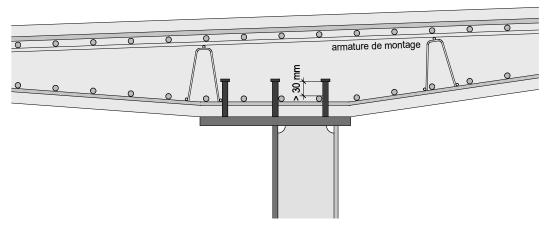


Fig. 4.20 Disposition des goujons à tête.

Si des éléments préfabriqués sont utilisés pour le tablier, les goujons à tête sont insérés dans des niches. Dans ce cas, la distance entre les goujons à tête peut être réduite à 100 mm au minimum.

#### 4.5.2 Nouveau mode d'assemblage

Pour la construction de ponts mixtes acier-béton avec des éléments de dalle préfabriqués, la solution traditionnellement mise en œuvre pour utiliser l'effet mixte entre les éléments de dalle et les poutres métalliques maîtresses est de remplir de béton les niches prévues dans les éléments de dalle préfabriqués (*shear pockets*) dans lesquels des goujons à tête sont positionnés en groupes (Fig. 4.21). Les goujons à tête sont typiquement soudés sur la semelle supérieure de la poutre maîtresse.

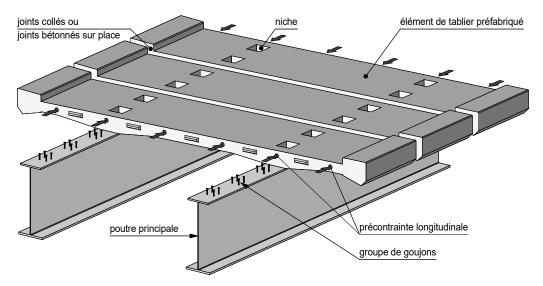


Fig. 4.21 Assemblage avec goujons à tête groupés dans des niches.

À l'heure actuelle, on utilise habituellement des goujons à tête groupés, mais cette manière de faire n'est pas optimale en termes de préfabrication et d'exécution rapide sur le chantier. En outre, elle ne répond pas aux exigences de durabilité requises d'un pont. Les travaux supplémentaires pour bétonner les niches sur place rallongent la durée totale du chantier. Des fissures apparaissent sur le pourtour et dans les coins des niches en raison du retrait du béton et de la concentration des contraintes. Les éléments corrosifs qui pénètrent dans les fissures, comme le sel de déneigement, peuvent nuire à la durabilité de la construction et endommager l'assemblage. Il est possible de remédier à ce problème en utilisant du CFUP. Par conséquent, de nouveaux types d'assemblages ont été développés pour répondre à ces exigences de durabilité : ceux-ci fonctionnent par adhérence, engrènement et frottement (Fig. 4.22). La résistance ultime de ces assemblages est basée sur le développement des contraintes de cisaillement longitudinales le long des interfaces de l'assemblage.

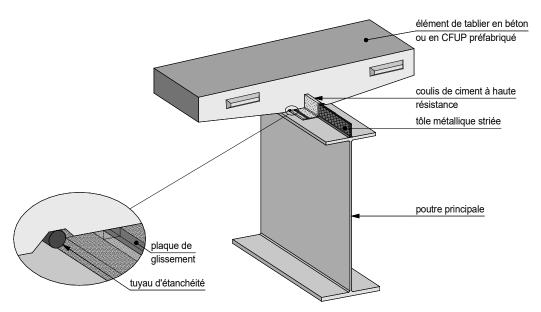


Fig. 4.22 Assemblage par adhérence, engrènement et frottement

La Fig. 4.22 illustre le principe d'assemblage par adhérence, engrènement et frottement. La poutre métallique est équipée de deux tôles striées disposées dans le sens longitudinal. Ces tôles striées dont les sillons mesurent 1,4 mm sont soudées ensemble dos à dos sur la semelle métallique. La dalle de roulement est composée de segments préfabriqués en béton armé ou précontraint pourvus d'une rainure en forme de U dans la zone inférieure. La surface dans la zone de la nervure doit être en béton lavé avec une profondeur de rugosité uniforme de 3 à 4 mm. Si les éléments de la dalle de roulement sont en CFUP armé, la surface de la nervure est rendue rugueuse artificiellement au moyen d'aspérités rondes et saillantes de 8 mm de haut (voir Fig. 4.23). La géométrie de ces aspérités rondes fait partie de la catégorie 4 (très rugueux) de la classification proposée par l'Eurocode 2.



Fig. 4.23 Surface de la nervure d'un élément de dalle en CFUP munie d'aspérités rondes et saillantes de 8 mm.

Cet assemblage absorbe les sollicitations via la résistance au cisaillement entre les matériaux de base. À cet effet, l'effet de confinement de la dalle, influencé par la cinématique des interfaces et de la géométrie du profil, joue un rôle essentiel.

Un algorithme et quelques tableaux pour vérifier la sécurité structurale, la résistance à la fatigue et l'état limite de service de ce nouvel assemblage peuvent être consultés dans la référence [22].

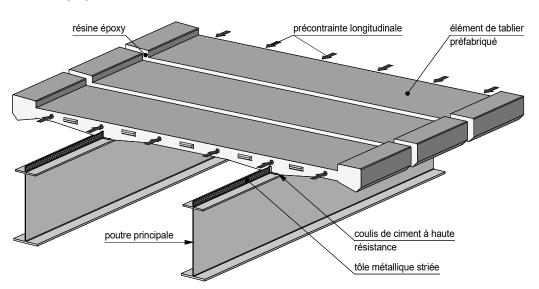


Fig. 4.24 Utilisation du nouveau type d'assemblage pour réaliser une dalle de roulement de pont.

Les assemblages par adhérence, engrènement et frottement permettent une préfabrication complète sans bétonnage supplémentaire. Les éléments de dalle préfabriqués sont assemblés avec une résine époxy (Fig. 4.24) en appliquant une précontrainte longitudinale. Puis, du coulis de ciment à haute résistance est injecté dans l'interstice qui sépare la rainure dans le segment de la dalle et la poutre métallique. L'effet mixte est obtenu dès que le coulis a durci. Le pont peut alors être mis en service.

Le joint d'étanchéité entre le segment et la poutre métallique doit être conçu de sorte qu'il résiste à la pression de l'injection. À cet effet, il faut tenir compte des tolérances pouvant aller jusqu'à 10 mm d'un élément à l'autre et qui sont inévitables dans la construction, car elles entraînent un changement d'épaisseur abrupt du joint.

## 4.6 Appareils d'appui

En règle générale, pour la construction de ponts, les appareils d'appui mobiles sont disposés de sorte que la plaque de glissement se trouve sur la partie supérieure des appareils d'appui. Cette disposition implique que les entretoises d'extrémité doivent être dimensionnées de manière à porter la sollicitation due à l'excentricité de la réaction d'appui résultant des déplacements causés par les variations de la longueur de la superstructure.

Dans des cas particuliers, par exemple si les appuis se déplacent beaucoup, il peut s'avérer judicieux de tourner les appareils d'appui de sorte que la plaque de glissement se trouve sur la partie inférieure de l'appareil d'appui. C'est notamment le cas si les raidisseurs doivent être disposés sur une zone suffisamment grande, ce qui engendrerait une hausse des coûts. Dans ce cas-là, l'introduction de la force dans le pont reste centrale à la suite du déplacement des appuis ; l'excentricité de la charge est transférée dans le banc d'appui.

Mais comme la plaque de glissement se trouve à présent dessous, il faut s'assurer qu'aucune salissure n'entrave le bon fonctionnement des appareils d'appui glissants.

# 5 Méthode de construction

Quelques ouvrages représentatifs des différentes méthodes de construction peuvent être consultés au chapitre 7.

## 5.1 Construction métallique

#### 5.1.1 Transport

La conception des ponts mixtes acier-béton est étroitement liée à la méthode de fabrication de la charpente métallique. Dans un premier temps, l'acier est fabriqué dans une aciérie selon des exigences bien spécifiques. Il est ensuite assemblé en éléments de construction dans un atelier de construction métallique qui seront montés sur le site. Pour le montage sur le chantier, les différentes pièces de montage sont optimisées au niveau de leurs dimensions et de leur tonnage selon le mode de transport et les contraintes spécifiques. La forme de chaque pièce de montage doit être prise en compte dès la phase de planification puisqu'elle a un impact sur le caractère économique du pont.

Comme les soudures sur le chantier sont difficiles à réaliser en raison des conditions de travail plus compliquées qu'en atelier, les pièces de montage sont fabriquées aussi grandes que possible afin d'optimiser les soudures et le temps de montage.

La taille et le poids des pièces de montage dépendent :

- des capacités de l'atelier (en termes de grues, des dimensions de la halle, etc.);
- du type de montage ;
- de l'installation et de l'accès au chantier ;
- de l'engin de levage utilisé sur le chantier et de ses capacités ;
- des voies de transport (route, train, bateau, etc.)

Une attention particulière doit être portée sur l'endroit et la manière dont les constructions provisoires (contreventements de montage, supports de transport, attaches de levage, etc.) sont fixées à chaque pièce de montage et sont éventuellement retirées par la suite. En effet, elles jouent un rôle sur les vérifications de la statique et sur la durabilité (fatigue, concentration des contraintes, etc.).

#### 5.1.2 Montage

Pour les ouvrages géométriquement complexes (ponts courbes, grilles de poutres croisées obliques, etc.), un prémontage peut être effectué en atelier. Outre la position relative de chaque pièce de construction, ce prémontage tient également compte des contreflèches requises dans le sens vertical et horizontal.

Durant les phases de construction, il faut prendre en compte le type de montage, les dimensions des pièces de montage ainsi que la fabrication de la dalle de roulement au moment d'effectuer les vérifications nécessaires (notamment concernant la stabilité de l'ouvrage et des constructions auxiliaires).

Afin de fixer les installations et les contreventements de montage provisoires, des raidisseurs et des attaches sont généralement soudés à l'ouvrage définitif. Une fois le montage terminé, ceux-ci doivent être enlevés, les soudures retirées et le matériel de base examiné pour s'assurer qu'il n'a pas été endommagé. Il convient aussi de compléter l'éventuel système de protection contre la corrosion dans les règles de l'art.

#### Montage à la grue

Le montage à la grue est le plus répandu car la géométrie du pont n'a aucune influence sur ce type de montage, contrairement au montage par poussage. Avec cette technique,

de petits éléments de construction peuvent être posés sur des étais provisoires au moyen de grues mobiles ainsi que des portées de pont entières au moyen d'engins de levage massifs.

Les dimensions de chaque élément de construction du pont dépendent des capacités de la grue ainsi que de son positionnement sur le chantier. On essaiera de déplacer des éléments de construction du pont aussi grands que possible afin de ne pas utiliser trop d'étais provisoires. Le déroulement possible d'un montage à la grue est illustré à la Fig. 5.1.

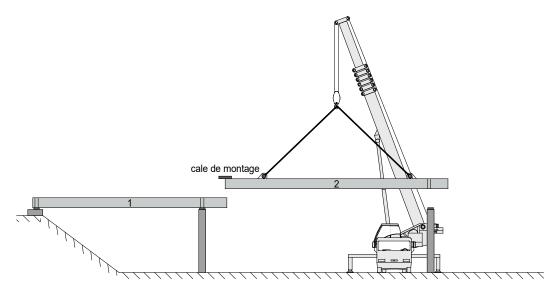


Fig. 5.1 Déroulement d'un montage à la grue.

#### Montage par poussage

On utilise généralement le poussage, ou lancement, pour les ponts droits et les ponts longs présentant une courbure constante. Pour réduire les moments de porte-à-faux dans la section du pont pendant le poussage, un avant-bec est temporairement monté à l'extrémité de la charpente métallique. Il se compose généralement d'un treillis en acier légèrement résistant à la torsion. Un exemple de montage par poussage est illustré à la Fig. 5.2.

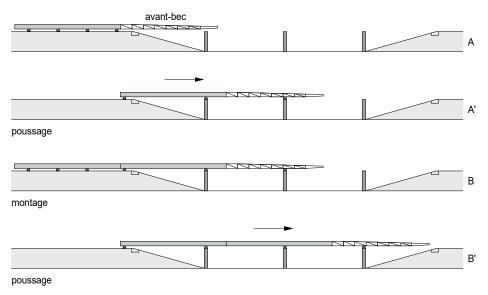


Fig. 5.2 Processus de poussage.

Les ponts multipoutres peuvent aussi être montés de cette manière mais pour ce faire, seules deux poutres maîtresses sont généralement soutenues (système d'appui isostatique).

#### 5.1.3 Contreventements temporaires

Durant le montage des poutres métalliques longitudinales, il peut être nécessaire d'installer des contreventements de montage temporaires. En effet, ils réduisent le déversement des poutres longitudinales notamment dans la zone des poutres longitudinales en porte-à-faux, et endossent la fonction d'un contreventement durant le montage. Ils se composent généralement de cornières, de fers plats ou de tirants et forment une croix de Saint-André (Fig. 5.3).

En règle générale, les contreventements de montage temporaires sont enlevés une fois le pont terminé. Dans le cas contraire, ils doivent être protégés contre la corrosion au même titre que le reste de l'ouvrage.

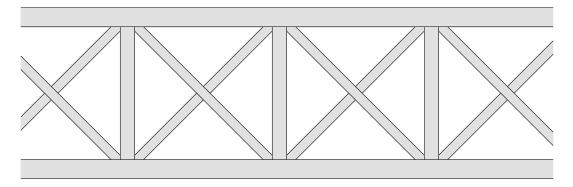


Fig. 5.3 Contreventement temporaire.

#### 5.2 Dalle de roulement

En général, la dalle de roulement est en béton armé principalement coulé sur place. Dans certains cas, une fabrication préalable (à l'usine ou sur le chantier) peut aussi être envisagée.

## 5.2.1 Dalle de roulement en béton coulé sur place

Les modes de réalisation envisageables pour couler la dalle de roulement en béton sur place sont les suivants :

- coffrage continu au moyen de cintres ;
- chariot de coffrage mobile dont la longueur correspond à celle d'une étape de bétonnage (8 à 20 m). Une longueur d'étape ordinaire fait 12 m : la construction métallique doit donc être conceptualisée de sorte que le chariot de coffrage puisse être déplacé sans gêne (voir chap. 4.2.3). À l'heure actuelle, on utilise de plus en plus la méthode « en piano » (ou méthode du « pas de pèlerin ») illustrée à la Fig. 5.4 lors des différentes étapes de bétonnage au lieu de fabriquer la dalle de roulement en continu et par éléments successifs (Fig. 5.5) ;
- utilisation d'éléments en béton préfabriqués fins comme coffrage du béton coulé sur place et appliqué ultérieurement.

Deux séquences de bétonnage sont présentées ci-après. Généralement, la méthode de fabrication utilisée est celle « en piano » (ou méthode du « pas de pèlerin »).

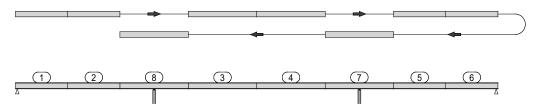


Fig. 5.4 Méthode « en piano » (ou méthode du « pas de pèlerin »).

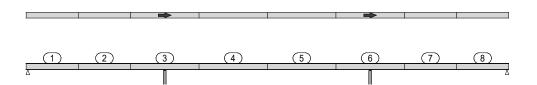


Fig. 5.5 Fabrication en continu.

#### 5.2.2 Dalle de roulement préfabriquée

La dalle de roulement est principalement réalisée avec des éléments en béton préfabriqués s'il est essentiel de réduire la durée des travaux. Parallèlement, opter pour un tel procédé est bénéfique en termes d'effets de fluage et de retrait puisqu'une partie de ces processus se déroule sans contraintes, c'est-à-dire avant que l'effet mixte ne soit créé. En outre, la production d'une partie importante du pont pour sa durabilité se fait dans un environnement industriel aux conditions climatiques plus idéales que sur le chantier.

Les éléments de la dalle de roulement peuvent être fabriqués sur toute la largeur de la chaussée (en général, sans têtes de console). D'ordinaire, les têtes de console sont bétonnées ultérieurement afin de former une poutre massive et continue. Les éléments ont une longueur d'environ 2,5 m pour un poids de quelque 25 à 30 t par élément, ce qui est habituel pour le transport routier. Les éléments sont directement posés sur les semelles supérieures : celles-ci doivent donc bénéficier d'une protection complète et professionnelle contre la corrosion.

Depuis peu, l'effet mixte est créé au moyen de connecteurs soudés à la semelle supérieure (voir ch. 4.5.2).

La fente entre la semelle supérieure et l'élément de la dalle de roulement est injectée tout à la fin.

La pose de ces éléments se fait au moyen d'engins de levage, de chariots élévateurs se déplaçant sur les éléments déjà posés ou d'engins de pose spéciaux.

#### 5.2.3 Dalle de roulement préfabriquée en CFUP

Pour aboutir à des ouvrages d'art durables et optimiser leur poids propre, les dalles de roulement en CFUP constituent une alternative intéressante au béton armé classique pour les ponts mixtes acier-béton. De telles dalles de roulement préfabriquées ont été étudiées du point de vue de la flexion, fatigue, effort tranchant et poinçonnement compris, en France entre les années 2004 et 2007 par le Laboratoire central des ponts et chaussées (LCPC) dans le cadre du Projet National MIKTI [21]. Pour plus d'informations, nous renvoyons à ce projet de recherche.

Une section possible pour un pont mixte acier-CFUP est illustrée à la Fig. 5.6.

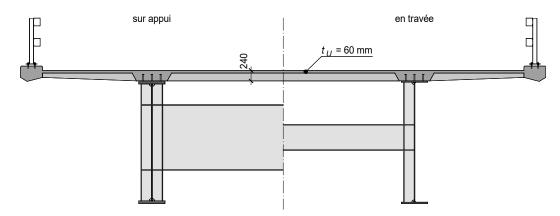


Fig. 5.6 Section pour un pont mixte acier-CFUP.

La dalle de roulement est constituée d'éléments préfabriqués en CFUP. Une épaisseur minimale de 6 cm ainsi qu'un espacement de 30 cm entre les nervures de la dalle sont recommandées afin de garantir une résistance suffisante au poinçonnement.

Des principes rigoureux couplés à l'efficacité des connecteurs et du mode d'assemblage sont des conditions importantes pour ébaucher une dalle de roulement mixte innovante. C'est pourquoi la capacité portante du détail envisagé doit être testée, puisqu'elle détermine si son éventuelle utilisation est sûre.

Dans la documentation 82022 [31], des détails de connexion envisageables sont illustrés à la figure 5.18. Comme alternative aux goujons à tête, le nouveau mode d'assemblage présenté au chapitre 4.5.2 peut être adapté à cette méthode de construction avec une géométrie appropriée de l'élément préfabriqué, comme illustré à la Fig. 4.22.

## 6 Durabilité et entretien

### 6.1 Protection contre la corrosion

La stratégie de l'OFROU consiste, si possible, à ne procéder qu'une seule fois au renouvellement complet de l'éventuel système de protection anticorrosion en place au cours de la durée d'utilisation prévue de 100 ans (voir aussi [23]). Cela implique qu'en usine, la durée de la protection anticorrosion visée doit être supérieure à 40 ans. Cette exigence peut être satisfaite grâce aux systèmes anticorrosion disponibles aujourd'hui (par ex. avec un revêtement en polymères fluorés [24], [25]) et en tenant compte de règles constructives.

Cette stratégie implique toutefois que les dégâts légers constatés sur la protection anticorrosion du pont doivent systématiquement être réparés dans un délai raisonnable après l'inspection principale.

Lors de la planification, il est recommandé d'appliquer les règles suivantes :

- les dispositions constructives doivent être adaptées à la protection contre la corrosion;
- les surfaces horizontales ne doivent pas être directement exposées aux intempéries;
- les mesures d'aide à la construction lors de la fabrication de la dalle de roulement doivent être mises en œuvre dans les règles de l'art pour protéger la structure métallique ;
- une couche de finition doit être appliquée une fois l'ouvrage terminé;
- des filets de protection doivent être placés dans la zone des culées afin d'éviter les nids d'oiseaux.

La fiche technique de l'OFROU « Protection contre la corrosion » [4] ainsi que la documentation du Centre suisse de la construction en acier (SZS) « Protection de surface pour les constructions métalliques » [26] contiennent des règles supplémentaires, des détails constructifs, des exigences, etc. à prendre en compte lors de la planification du pont et du choix d'une protection de la surface adaptée aux connaissances techniques.

## 6.2 Acier de construction patinable

L'OFROU recommande de plus en plus l'utilisation d'acier patinable : il s'agit du choix de matériau privilégié. Il permet en effet de réduire considérablement les coûts du cycle de vie (*life cycle costs*). Comme l'acier de construction patinable ne nécessite pas de protection anticorrosion, il est beaucoup plus avantageux en termes de processus de construction (plus rapide et plus fiable puisqu'il n'est plus nécessaire d'appliquer une couche de peinture à l'ouvrage), de durabilité, de sécurité des personnes et d'entretien.

Les aciers de construction patinables sont des aciers enrichis en alliages de phosphore, de cuivre, de chrome, de nickel, de molybdène, etc. et qui présentent donc une résistance atmosphérique plus élevée à la corrosion [9]. L'acier de construction patinable est particulièrement adapté si des cycles mouillés puis secs se succèdent. Toutefois, il se corrode en cas de climat humide et pollué (humidité permanente).

Les mesures [29] prises sur le pont N1-524 à Killwangen, qui s'élève à 4,0 m au-dessus de la Limmat mise en eau de manière permanente, ont montré que l'utilisation d'acier de construction patinable a fait ses preuves même dans ce microclimat particulier (humidité de l'air relative supérieure à 60 % durant plus de 80 % des jours).

L'utilisation d'acier patinable nécessite d'adopter des règles constructives afin que la couche de couverture protectrice souhaitée (patine) puisse se former.

Lors de la planification, il est recommandé d'appliquer les règles suivantes :

 les dispositions constructives doivent être adaptées à la protection contre la corrosion [27] [28];

- il convient de renoncer à utiliser des aciers patinables contenant du phosphore;
- le métal d'apport doit être compatible avec l'acier de construction patinable ;
- il convient de renoncer à effectuer des soudures discontinues ;
- les boulons à effet statique doivent être en acier de construction patinable ;
- les boulons sans effet statique doivent être en acier de construction patinable ou en inox;
- il convient de renoncer à utiliser des boulons sans protection contre la corrosion;
- il convient de renoncer à utiliser des boulons ou des composants zingués en contact avec l'acier de construction patinable ;
- une surépaisseur de rouille de 1 mm par face exposée aux intempéries est recommandée ;
- en termes de construction, il est recommandé de prévoir suffisamment de place dans les zones « critiques » peu ventilées (culée en pente, zone d'appui) pour l'éventuelle mise en place subséquente d'un système de protection de surface ;
- il convient de renoncer à utiliser des moyens chimiques pour accélérer le développement de la couche protectrice (patine);
- une fois l'ouvrage construit, il convient de nettoyer les salissures à la suite des contrôles des soudures, du montage, etc.;
- après le montage et la soudure, l'ensemble de la surface métallique doit être sablée, si ce travail s'avère raisonnable. Cela permet d'obtenir une apparence plus uniforme de l'ouvrage, de faire disparaître les traces d'altération de la couleur causées par l'eau et le bétonnage sur le chantier et favorise le développement de la patine nécessaire.

En règle générale, les assemblages boulonnés sont à éviter. En cas d'utilisation d'assemblages boulonnés, il convient d'éviter la formation d'interstices entre les plaques de poussée au risque que de l'humidité permanente n'y pénètre et provoque de la corrosion. L'utilisation de produits à injecter dans ces interstices doit être envisagée.

Pour des raisons esthétiques, des soudures transversales peuvent être réalisées sur le pourtour de la semelle inférieure pour évacuer l'eau accumulée de manière contrôlée et éviter que le béton ne se décolore au niveau des zones d'appui.

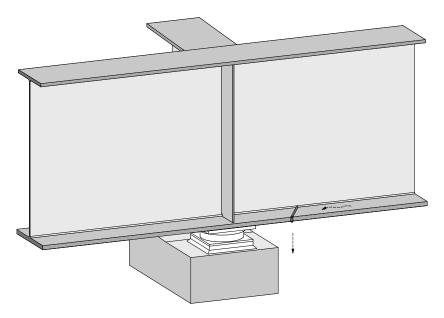


Fig. 6.1 Soudure servant de larmier.

Une fois l'ouvrage terminé, des zones de test peuvent être définies à des endroits critiques mais facilement accessibles et où une première mesure détaillée des épaisseurs de tôle est entreprise. En général, en cas de doute quant à l'utilisation d'acier de construction patinable, il est possible de faire appel à un spécialiste.

L'acier de construction patinable peut être soudé avec de nombreuses méthodes de soudage courantes, utilisées pour les aciers de construction non alliés. Avant le soudage, les aciers de construction patinables doivent, si possible, être chauffés à une température plus élevée que la plupart des autres aciers de construction en raison de leur valeur du carbone équivalent relativement élevée. Le laminage thermomécanique offre une bonne opportunité de réduire la valeur du carbone équivalent des aciers patinables et, partant, d'améliorer l'aptitude au soudage. En outre, avant le soudage, les couches d'oxyde déjà formées devraient être éloignées de 10 à 20 mm du bord de soudage. Mis à part cela, les procédures sont généralement les mêmes que celles pour les aciers de construction non alliés. Enfin, il est également possible de souder ensemble différents types d'acier.

Dans certains cas, il est souhaitable d'envisager une protection anticorrosion supplémentaire pour les ponts en acier de construction patinable. La protection anticorrosion de la construction en acier est recommandée dans les zones où l'on part du principe que l'environnement nuirait à la formation de la couche d'oxyde protectrice. Cela peut être le cas si les surfaces sont souvent, voire constamment humides, notamment si l'eau a une teneur accrue en chlorure (par ex. si elle est gorgée de sel de déverglaçage) ou en cas d'accumulation de gravats, de sel ou d'autres salissures. Ces zones incluent les parties supérieures des semelles inférieures avec une partie de l'âme et les zones au-dessous des joints de dilatation. Normalement, dans ces conditions, les mêmes systèmes offrant une protection élevée contre la corrosion peuvent être utilisés que ceux pour les aciers de construction non alliés.

#### 6.3 Protection constructive contre la corrosion

Pour obtenir une protection contre la corrosion efficace et durable, quelques règles de construction importantes sont présentées ci-dessous (Fig. 6.2 à Fig. 6.9, tirées de [27]).

Les ponts intégraux et semi-intégraux sont très avantageux car ils permettent d'éviter les joints de chaussée de pont potentiellement non étanches, qui introduisent de l'humidité contenant du chlorure dans la zone des culées (Fig. 6.4 et Fig. 6.6).

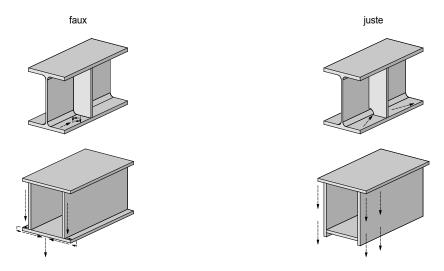


Fig. 6.2 Mesures de protection contre l'humidité persistante.

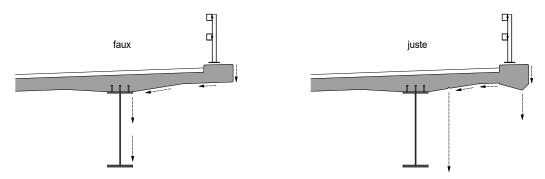


Fig. 6.3 Goutte pendante.

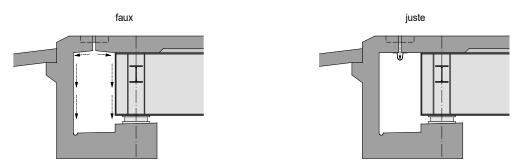


Fig. 6.4 Structure porteuse dans la zone des joints des chaussée.



Fig. 6.5 Zone au sol d'un caisson.

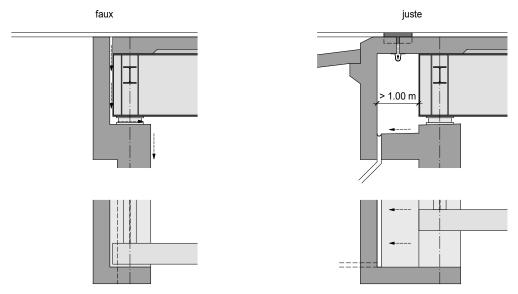


Fig. 6.6 Culée (vue en élévation et vue en plan).

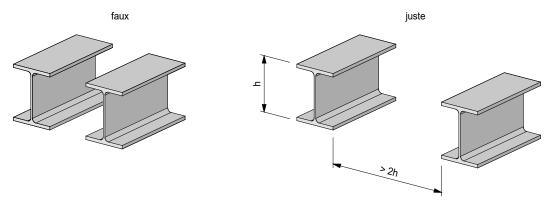


Fig. 6.7 Disposition de poutres maîtresses parallèles.

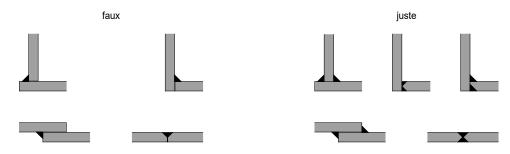


Fig. 6.8 Soudures.

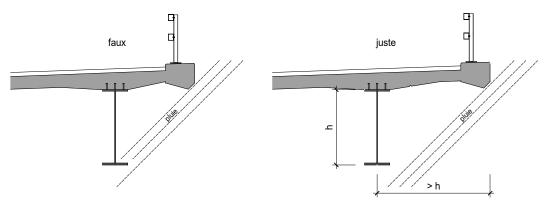


Fig. 6.9 Porte-à-faux de la dalle de roulement.

# 6.4 Fatigue

Lors de l'élaboration d'un projet de pont mixte acier-béton et de son dimensionnement, il faut tenir compte des détails de construction de chaque catégorie de détails. Généralement, il est possible d'opter pour des solutions de construction qui respectent la catégorie de détails minimale 71. Dans la zone d'appui, c'est généralement la catégorie de détails 36 qui fait foi (voir SIA 263, annexe E [13]).

Des exemples d'application pour prouver la résistance à la fatigue selon l'Eurocode 3, partie 1-9, d'éléments de construction en acier et de détails de construction de leurs assemblages, y compris les nœuds formés de profilés creux pour les ponts mixtes acier-béton, sont consultables dans le guide [30].

# 7 Exemples d'ouvrages de construction

## 7.1 Viaduc sur la Venoge – RC 177



## Données:

Maître d'ouvrage : Direction générale de la mobilité et des routes (DGMR) du

canton de Vaud

Ingénieur civil : DIC SA

Architecte: Brauen Wälchli Architectes

Consortium d'entreprises : Marti Construction SA, Perrin Frères SA et Walo Bertschin-

ger SA

Durée des travaux : 2015 à 2018

Emplacement: Vufflens-la-Ville (VD)

## Données techniques :

Section transversale: La section se compose d'un caisson en acier de construc-

tion patinable. La dalle de roulement est en béton armé.

Longueur totale : 299 m

Travées: 38.5 m - 54 m - 60 m - 54 m - 38.5 m

Largeur de la chaussée : 9 m l/h : 27

Superficie: 2691 m<sup>2</sup>
Acier de construction: S355K2W

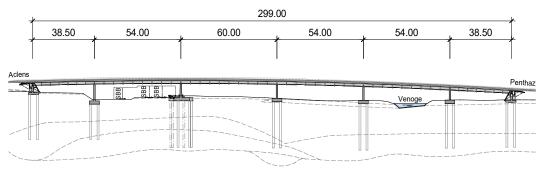
Tonnage: 600 t

## Description

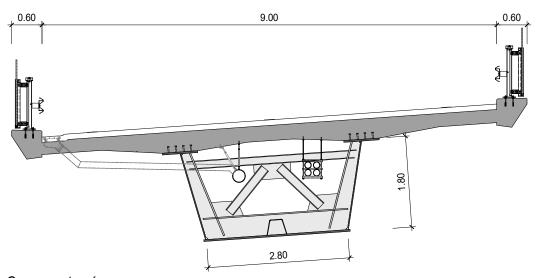
Le viaduc sur la Venoge se trouve sur la route cantonale RC 177 et enjambe les voies CFF ainsi que la Venoge. Il s'agit d'un pont flottant mixte acier-béton stabilisé longitudinalement sur les 5 piles de l'ouvrage. La section se compose d'un caisson métallique d'une hauteur constante de 1,8 m surmonté d'une dalle de roulement en béton armé dont l'épaisseur varie entre 26 et 40 cm. Le montage du pont a été réalisé au moyen de grues mobiles.

En plan, l'ouvrage présente deux rayons de 3000 et 170 m reliés par une clothoïde. Le dévers est compris entre 3 et 7 %. La déclivité du viaduc varie entre 5,43 % en direction de Penthaz et 4,48 % en direction d'Aclens.

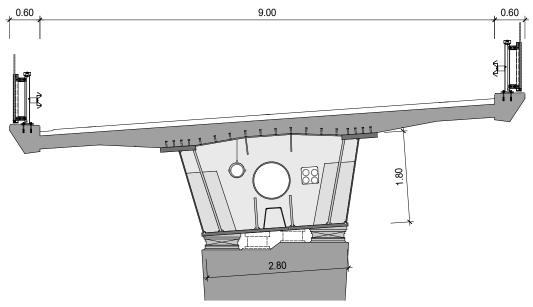
## Détails et photographies



Coupe longitudinale



Coupe en travée



Coupe sur appui



Entretoise, contreventement



Entretoise sur appui



Montage sur étais provisoires



Chariot de coffrage





Montage avec une grue mobile

Assemblage des éléments porteurs

## Aspects spécifiques du projet :

- Contreflèches et contrôles à l'atelier ainsi que sur le chantier: Les flèches de la poutre du pont identifiées dans le projet ont été transmises au constructeur métallique pour qu'il préforme le caisson métallique en fonction de celles-ci. Les contreflèches ont été contrôlées à l'atelier. Les déformations de l'ouvrage lors de la construction sur le chantier ont également été contrôlées à chaque étape du montage (montage de l'acier de construction, bétonnage de la dalle de roulement, bétonnage des têtes de console, pose du revêtement et du système d'étanchéité et montage des glissières de sécurité ainsi que de la paroi antibruit).
- Contrôle des dimensions de chaque caisson métallique : Les dimensions de tous les caissons métalliques ont été contrôlées à l'atelier avant le transport. Elles ont aussi été spécialement vérifiées sur le chantier pour s'assurer qu'il était possible de positionner un caisson entre deux caissons déjà montés. Les contrôles des dimensions des caissons métalliques ont été réalisés pour garantir la géométrie de l'ouvrage et la pose des caissons métalliques dans l'espace à disposition et pour s'assurer qu'il y avait suffisamment de place pour souder bout à bout les tôles des caissons métalliques.
- Bétonnage à l'aide de deux chariots de coffrage :
  Le bétonnage a été réalisé en utilisant simultanément deux chariots de coffrage déplacés continuellement vers l'avant. Un chariot a été utilisé pour la zone du viaduc fortement incurvée avec un rayon horizontal de 170 m, l'autre pour la zone clothoïdale et le rayon horizontal constant de 3000 m.

## 7.2 N01 Viaduc à flanc de coteau de Killwangen (AG)



#### Données:

Maître d'ouvrage : OFROU

Ingénieurs civils : Communauté d'ingénieurs Bänziger Partner AG et DIC SA

Entreprises: Rothpletz Lienhard AG et Zwahlen & Mayr SA

Durée des travaux : 2005 à 2006

Emplacement: Killwangen – Spreitenbach (AG)

## Données techniques :

Section transversale: La section multipoutre se compose de poutres en caisson

en acier de construction patinable. La dalle de roulement est

en béton armé coulé sur place.

Longueur totale: 263,37 m

Travées: 18.6 m - 6 x 20.4 m - 3 x 20.42 m - 20.43 m - 20.44 m -

20,24 m

Largeur de la chaussée : de 16,5 à 33 m

*l/h* : 20

Superficie: 7250 m<sup>2</sup>

Acier de construction : S355J2G1W

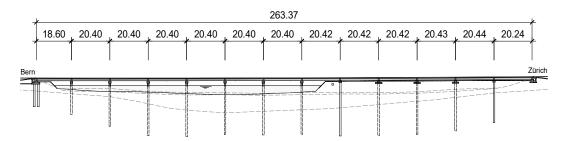
Tonnage: 850 t

## Description:

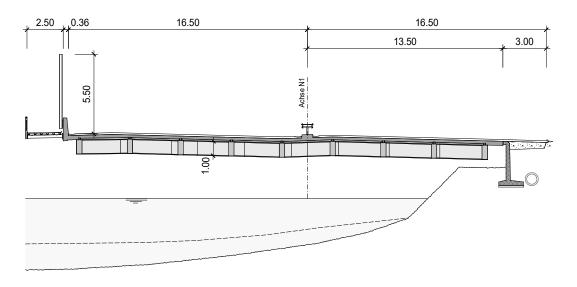
Le viaduc à flanc de coteau de la N1 à Killwangen-Spreitenbach est un pont à 13 travées d'une longueur de 263,37 m et d'une largeur de 33 m dans les deux sens de circulation. La superstructure est formée d'une charpente métallique continue préfabriquée en acier de construction patinable avec une section en caisson et une dalle continue en béton coulé sur place. L'effet mixte est obtenu au moyen de goujons conventionnels. Pour le bétonnage de la dalle en béton coulé sur place, un coffrage perdu composé de dalles préfabriquées en béton armé précontraint a été prévu. La paroi antibruit et la structure porteuse du trottoir sont accrochées au nouveau parapet de sécurité sans joints.

Dans le sens de la longueur, le pont est mobile à hauteur de la culée côté Zurich et de la culée intermédiaire tandis qu'au niveau de la culée côté Berne, il est fixe. Le pont est guidé longitudinalement par un appareil d'appui guidé présent sur chaque pile.

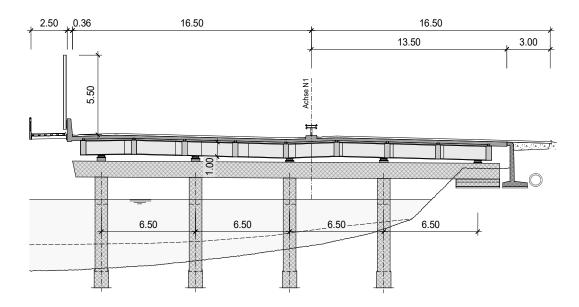
## Détails et photographies



#### Coupe longitudinale



Coupe en travée



Coupe sur appui



Montage avec grue mobile



Montage avec grue mobile



Poutres en caisson lors du montage



Vue d'ensemble du montage





Appareil d'appui

Dalles préfabriquées en béton armé précontraint servant de coffrage



Niches pour goujons

## Aspects spécifiques du projet

- Montage des nouveaux éléments à la grue :
   Le montage de tous les éléments de construction métalliques de l'ouvrage a été réalisé au moyen d'une grue mobile. Ce type de montage est idéal dans les espaces étroits.
   Il a aussi permis de construire rapidement l'ouvrage, qui se trouve sur l'autoroute N01 et dont les 6 voies de circulation ont pu rester ouvertes pendant les travaux.
- Coffrage avec dalles préfabriquées en béton armé précontraint : Comme certaines parties de l'ouvrage surplombent la Limmat et qu'il manquait de place à d'autres endroits pour réaliser un coffrage traditionnel, des dalles préfabriquées en béton armé précontraint ont été utilisées. Celles-ci ont aussi permis de réduire la durée des travaux.
- Choix de la section transversale :
   Le choix s'est porté sur des poutres en caisson pour éviter les nids d'oiseaux et en raison de leur surface de taille minimale et plus petite que la surface d'une poutre en I.

## 7.3 N01 Viaduc du Bünztal



#### Données:

Maître d'ouvrage : OFROU

Ingénieurs civils : Communauté d'ingénieurs Bänziger Partner AG et DIC SA

Entreprises : Rothpletz, Lienhard + Cie AG et Implenia AG

Durée des travaux : 2011 à 2013

Emplacement: Othmarsingen (AG)

## Données techniques :

Section transversale: Section de pont bipoutre avec poutres en caisson en acier

de construction patinable; dalle de roulement en béton

armé.

Longueur totale: 275,36 m

*Travées :* 44,24 m – 3 x 47,76 m – 47,71 m – 40,13 m

Largeur de la chaussée : 2 x 14,7 m

*l/h* : 18

Superficie: 2 x 4048 m<sup>2</sup>

Aciers de construction : S355J2G1W, S420J2G1W et S420QW

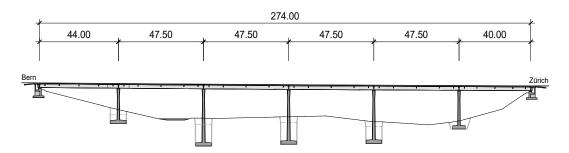
Tonnage: 800 t

## Description

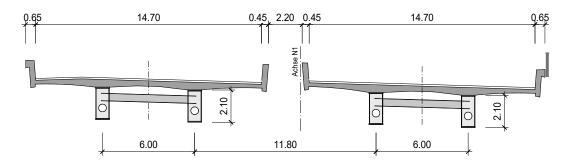
Le viaduc du Bünztal sur la N1 à Othmarsingen se compose de deux ponts identiques à 6 travées et mesurant 275,36 m de long. Chaque pont, sur lequel la circulation s'écoule dans un seul sens, fait 14,7 m de large. La superstructure est formée de deux poutres continues préfabriquées en acier de construction patinable avec une section en caisson et une dalle continue en béton coulé sur place et précontrainte transversalement. L'effet mixte est obtenu au moyen de goujons conventionnels. Le pont est fixe longitudinalement au niveau de la culée côté Zurich.

Le pont est légèrement incurvé puisqu'il se trouve dans une courbe d'un rayon de 1800 m et partiellement dans une clothoïde. Il se trouve également dans un rayon de raccordement vertical de R = 65 000 m. Direction Berne, la pente est de 0,4 % à hauteur de la culée côté Zurich, et de 0,84 % côté Berne. Le dévers s'élève à 3 %.

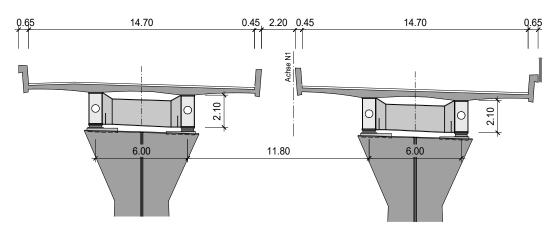
## Détails et photographies



#### Coupe longitudinale



#### Coupe en travée



#### Coupe sur appui



Démolition d'une tête de pile en forme de marteau au moyen d'une pelle mécanique de 190 t



Montage avec une grue mobile



Cabine de soudure



Plots en bois pour l'appui du chariot de coffrage



Montage avec une grue mobile



Armature avec précontrainte transversale





Bétonnage de la dalle de roulement

Réglage de la hauteur des appareils d'appui

## Aspects spécifiques du projet :

- Choix de la qualité de l'acier de construction :
   Comme le montage de la charpente métallique lourde devait s'effectuer à une hauteur élevée, un acier de construction S420 a été utilisé à la place d'un S355. De cette manière, il a été possible de déplacer de grands éléments de construction et de réduire au minimum les soudures sur le chantier.
- Bétonnage selon la méthode « en piano » (ou méthode du « pas de pèlerin ») : En plan, le pont n'est que légèrement courbe : la dalle de roulement a donc été construite « en piano ». Pour ce faire, les points d'appui du chariot de coffrage dans la zone de la charpente métallique ont été réalisés préalablement en béton et avec une armature continue définitive, ce qui a permis d'éviter de remplir les niches au niveau des points d'appui.

## 7.4 N01 Passage supérieur de la Mellingerstrasse à Birmenstorf



## Données:

Maître d'ouvrage : OFROU

Ingénieurs civils : Bänziger Partner AG et DIC SA comme sous-traitant

Entreprises: Implenia SA et Senn SA

Durée des travaux : 2014 à 2016

Emplacement: Birmenstorf (AG)

## Données techniques :

Section transversale : Section transversale en auge en acier de construction anti-

corrosif; dalle de roulement en béton armé.

Longueur totale : 48 m

Travée : 48 m

Largeur de la chaussée : 7,5 m

*l/h* : 21

Superficie: 360 m<sup>2</sup>

Acier de construction : S355M-Z35

Tonnage: 120 t

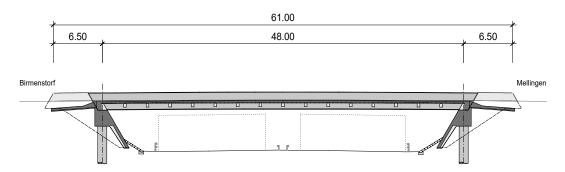
### Description

Le nouveau pont enjambe la route nationale N01 à 6 voies de circulation avec une travée de 48 m. La route de desserte locale passant sur le pont se compose de 2 voies de circulation. La hauteur du gabarit d'espace libre est passée de 4,5 à 5,3 m.

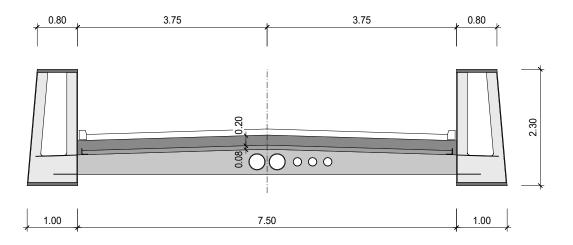
L'ouvrage est un pont intégral mixte acier-béton à une seule travée de 48 m. Il se compose de deux poutres en caisson métalliques longitudinales disposées latéralement et mesurant 2,3 m de haut. Avec les entretoises et la dalle de roulement, elles forment la section transversale en auge de la superstructure. Les poutres en caisson longitudinales servent aussi de protection pour éviter les chutes de véhicules ou de piétons sur la route nationale. Elles sont renforcées par des raidisseurs transversaux. Les entretoises, quant à elles, forment une structure mixte acier-béton avec la dalle de roulement en béton de 28 cm d'épaisseur. L'ensemble de la structure métallique a été réalisée avec des soudures entièrement continues afin de sceller hermétiquement les caissons. Après le bétonnage du tablier, la superstructure a été encastrée dans les culées en bétonnant la connexion entre le tablier et les culées, qui forment un angle de cadre rigide.

Pour le bétonnage de la dalle en béton coulé sur place, un coffrage perdu composé de dalles préfabriquées en béton armé précontraint a été utilisé.

## Détails et photographies



#### Coupe longitudinale



#### Coupe en travée



Montage avec grue mobile



Montage avec grue mobile





Section transversale en auge avec goujons Dalles préfabriquées en béton armé utilisées comme coffrage



Vue latérale



Vue depuis l'autoroute

## Aspects spécifiques du projet

#### Pont intégral :

Le passage supérieur de la Mellingerstrasse est un pont intégral qui enjambe l'autoroute et qui offre un grand espace libre dépourvu d'obstacles en-dessous du pont, sans pylônes entre les voies de circulation. À l'état final, la superstructure du pont est encastrée dans les deux culées en béton armé. L'ouvrage a été conçu en tant que pont intégral qui ne requiert pas d'appareils d'appui ni de joints de chaussée. Pendant la phase de construction, la structure métallique est reposée temporairement sur les culées. De fait, elle a pu se déformer comme une simple poutre une fois sollicitée par le poids de la dalle de roulement en béton. De cette manière, aucun moment d'encastrement ne s'est produit dans les culées sous le cas de charge du poids propre. Après le bétonnage du tablier, la superstructure a été reliée aux culées en bétonnant la connexion entre la charpente métallique et les culées, qui forment un angle de cadre rigide.

- Pose de la structure métallique au moyen d'une grue mobile :
   La structure métallique du pont a été posée en une seule nuit. Pour des raisons de sécurité, l'autoroute a été fermée et un étayage provisoire a été installé au niveau de la berme centrale.
- Bétonnage avec des dalles de coffrage préfabriquées en béton armé :
   Comme 6 voies de circulation de l'autoroute N01 se trouvent sous l'ouvrage, les dalles préfabriquées en béton armé ont été posées avec une grue durant la journée comme coffrage perdu, sans entraver le trafic autoroutier. Ensuite, la dalle en béton a été armée et bétonnée. La dalle de roulement a donc pu être construite de manière rapide et sûre.

## 7.5 N01 Viaducs de Lully



#### Données:

Maître d'ouvrage : OFROU Ingénieur civil : DIC SA

Entreprises: Bosquet SA, Pisselli SA, Zwahlen & Mayr SA et Stephan SA

Durée des travaux : 1994 à 2001 Emplacement : Lully (FR)

## Données techniques :

Section transversale: Treillis spatial composé de tubes en acier de construction

anticorrosif disposés en triangle ; dalle de roulement en bé-

ton armé.

Longueur totale: 2 x 957,6 m

*Travées :* 29,925 m – 21 x 42,75 m – 29,925 m

Largeur de la chaussée : 2 x 12 m à 2 x 14,65 m

*l/h* : 12

Superficie: 2 x 12 000 m<sup>2</sup>

Aciers de construction : FeE 355-D et FeE 355-D Z3 pour les tubes des semelles

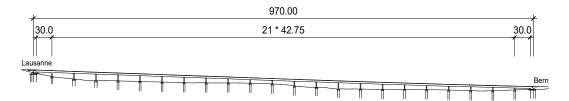
inférieures et supérieures

Tonnage: 2650 t

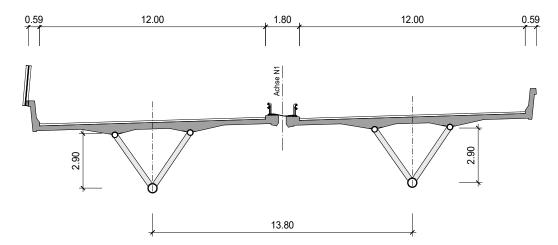
### Description:

Les viaducs de Lully se composent de deux ponts mixtes acier-béton (Jura et Alpes) reliés aux piles par une entretoise et mesurent 957,6 m de long chacun. Ils comportent 23 travées dont celles du milieu mesurent 42,75 m et celles du bord 29,925 m. La section transversale des viaducs est une poutre à treillis constitué de tubes métalliques disposés en triangle. La dalle de roulement est en béton précontraint (longitudinalement et transversalement). La charpente métallique et la dalle de roulement sont connectées au moyen de goujons conventionnels disposés en rayon sur les tubes métalliques supérieurs. Les deux viaducs sont connectés au moyen d'un treillis tubulaire boulonné et fixé à chaque pylône (pile et culée). Ils varient entre 13,3 m et 16 m de large et disposent de 22 piles rondes en béton armé d'un diamètre de 1,4 m et de deux culées en béton armé. Les piles et les culées sont fondées sur des pieux d'un diamètre de 1 m. La hauteur des piles varie entre 2,8 m et 12 m environ.

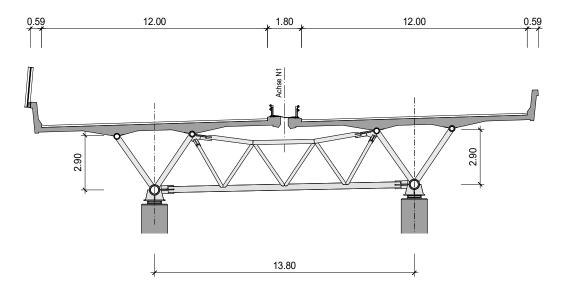
## Détails et photographies



#### Coupe longitudinale

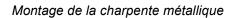


Coupe en travée



Coupe sur appui







Montage de la charpente métallique



Sous-face



Sous-face





Entretoise





Noeud de la semelle inférieure

Noeud de la semelle supérieure

Entretoise



Chariot de coffrage

## Aspects spécifiques du projet :

- Pont à treillis tubulaire spatial :

Le projet de réaliser un pont à treillis tubulaire laissant passer la lumière émane d'un concours sur invitation. L'ouvrage se compose d'un treillis spatial composé de tubes disposés en triangle : deux tubes d'un diamètre de 324 mm servent de semelle supérieure et un tube d'un diamètre de 508 mm de semelle inférieure. Les diagonales sont aussi faites de tubes d'un diamètre de 267 mm. Les tubes sont directement connectés entre eux, sans raidisseurs, au moyen de soudures complètement pénétrées.

- Stabilité du pont :

Les deux viaducs sont séparés l'un de l'autre et ne disposent que d'un appareil d'appui par pile : ils sont donc reliés par un treillis composé de tubes disposés en triangle. De fait, la torsion peut être absorbée au niveau de chaque pile.

## 7.6 N01 Viaducs du Bois de Rosset



## Données:

Maître d'ouvrage : OFROU Ingénieur civil : DIC SA

Entreprises: Frutiger SA et Zwahlen & Mayr SA

Durée des travaux : 1988 à 1990 Emplacement : Avenches (VD)

## Données techniques :

Section transversale: Poutre en caisson en acier de construction patinable avec

précontrainte longitudinale extérieure ; dalle de roulement

en béton précontraint.

Longueur totale : 2 x 617,25 m

*Travées :* 23 m – 34,2 m – 11 x 42,75 m – 51,3 m – 38,5 m

Largeur de la chaussée : 2 x 11,6 m

*l/h* : 17,5

Superficie: 2 x 7160 m<sup>2</sup>
Acier de construction: Fe 510 C

Tonnage: 1585 t

### Description

Les viaducs du Bois de Rosset sont deux ponts parallèles d'une longueur de  $617,25\,\mathrm{m}$  chacun, avec  $15\,\mathrm{trav\acute{e}es}$  de  $23\,\mathrm{m}-34,2\,\mathrm{m}-11\,\mathrm{x}$   $42,75\,\mathrm{m}-51,3\,\mathrm{m}-38,5\,\mathrm{m}$  de long. Les deux ouvrages enjambent les lignes CFF Lausanne – Lyss, la rivière Chandon et la route cantonale RC 601. Ils font partie de l'autoroute N01 et ont été réalisés en 1990. La largeur totale de chaque viaduc est de  $13\,\mathrm{m}$ . La chaussée présente une inclinaison constante de  $2,5\,\%$ . Chaque viaduc est en ligne droite et débouche sur un rayon de  $1500\,\mathrm{m}$  par une clothoïde.

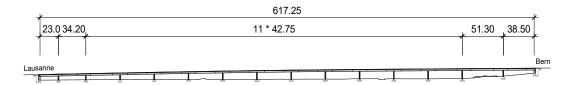
Chaque viaduc est composé d'un caisson métallique d'une hauteur constante de 2 m. À l'intérieur de chaque caisson passent 4 câbles de précontrainte longitudinale externes (2 câbles à chaque âme des caissons). La dalle de roulement en béton armé précontraint transversalement est connectée au caisson au moyen de goujons à tête.

Dans la zone d'appui, le caisson de chaque viaduc est posé sur deux piles à sections pleines octogonales espacées de 2,4 m. La distance entre les appareils d'appuis au niveau des culées et de 4 m.

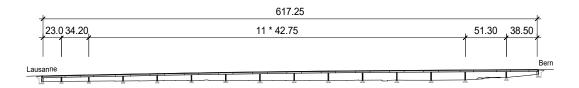
La fondation des piles et des culées est superficielle.

Dans le sens de la longueur, chaque viaduc est flottant et stabilisé par 11 appuis fixes posés sur les piles 3 à 13. Les piles 1, 2 et 14 ainsi que les culées sont équipées d'appareils d'appui mobiles dans le sens de la longueur. Transversalement, tous les appuis sont fixes.

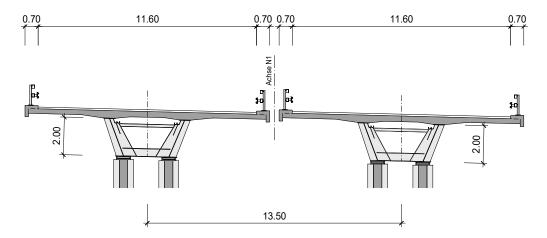
## Détails et photographies



#### Coupe longitudinale



Coupe en travée



Coupe sur appui





Poutre en caisson avec goujons

Déviateur





Chariot de coffrage

Chariot de coffrage





Précontrainte externe, ancrage

Vue latérale



Sous-face

## Aspects spécifiques du projet :

- Précontrainte externe :
  - Des câbles de précontrainte externes disposés en polygone passent à l'intérieur des caissons métalliques et sont guidés par des déviateurs. Chaque caisson possède 4 câbles de précontrainte composés de 12 monotorons de 15,7 mm enrobés d'une gaine en polyéthylène à haute densité (HDPE) remplie de ciment.
- Disposition des appareils d'appui :
   Dans les zones des piles, les appareils d'appui des poutres en caisson ont été disposés directement sous les âmes à 2,4 m de distance. Dans la zone des culées, les appareils d'appuis ont été déplacés de 4 m vers l'extérieur pour des raisons de stabilité.

## 7.7 N01 Les viaducs des Vaux



#### Données:

Maître d'ouvrage : OFROU

Ingénieurs civils : Communauté d'ingénieurs RBA Ing.-Cons. SA + GJA Ing.-

Civ. SA

Entreprises: Induni & Cie SA et Zwahlen & Mayr SA

Durée des travaux : 1996 à 2001 Emplacement : Yvonand (VD)

## Données techniques :

Section transversale: Poutres en caisson et bipoutres en acier de construction pa-

tinable ; dalle de roulement en béton précontraint.

Longueur totale: 945,25 m (viaduc de gauche) et 900,25 m (viaduc de droite)

*Travées*: Viaduc de gauche : 40 m – 2 x 50 m – 2 x 56 m – 5 x 62 m

- 130 m - (16,25 m) - 130 m - 62 m

Viaduc de droite : 40 m - 6 x 56 m - 3 x 62 m - 130 m -

(16,25 m) - 130 m - 62 m - 45 m

*Largeur*: 2 x 12,06 m

I/h: 20 (poutres en caisson) et 18 (bipoutres)

Superficie: 11 400 m<sup>2</sup> et 10 857 m<sup>2</sup>

Acier de construction : S355J2G1W

Tonnage: 5 000 t

## Description

Les viaducs des Vaux sont deux ponts parallèles d'une longueur de 900,25 et de 945,25 m composés de 14 travées pour le viaduc de droite et de 15 travées pour le viaduc de gauche mesurant 40 à 130 m. Les deux viaducs enjambent un chemin forestier, la route cantonale RC 418, le vallon des Vaux et de Valleires, et font partie de l'autoroute N01. Ils ont été construits entre 1996 et 2000 dans la zone de la commune d'Yvonand. La largeur de la chaussée de chaque viaduc est de 12,06 m. Le dévers de la chaussée varie entre 6 et - 6 %. Chaque viaduc suit un tracé partiellement en forme de S avec un rayon horizontal de R = ± 1000 m, dont les deux cercles opposés sont reliés par une clothoïde.

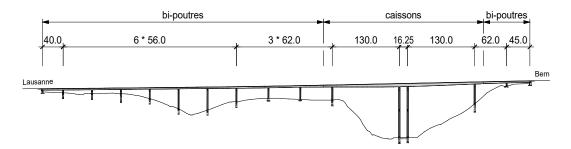
Depuis la culée côté Lausanne jusqu'au vallon des Vaux (17,4 m de l'axe 10 direction Lausanne), la section transversale de chaque viaduc est composée de deux poutres métalliques dont la hauteur varie entre 2,52 et 3,57 m. La distance entre les poutres est de 6 m. Depuis le vallon des Vaux jusqu'à la culée direction Berne, la section transversale de chaque viaduc est constituée d'un caisson métallique fermé avec des âmes verticales dont la hauteur varie linéairement entre 6 m aux piles les plus hautes et 3,57 m près des piles de l'axe 10. Les âmes verticales du caisson sont également espacées de 6 m les unes des autres. La qualité de l'acier utilisé est S355J2G1W.

La charpente métallique supporte une dalle en béton précontraint transversalement et longitudinalement. Les porte-à-faux de la dalle de roulement ont une largeur constante de 3,73 m. L'acier et le béton sont connectés au moyen de groupes de goujons disposés dans des niches avec une armature continue. La dalle a été précontrainte longitudinalement avant d'être connectée à la structure métallique. L'épaisseur minimale de la dalle mesure 25 cm; elle atteint 40 cm dans la zone du caisson ou des poutres.

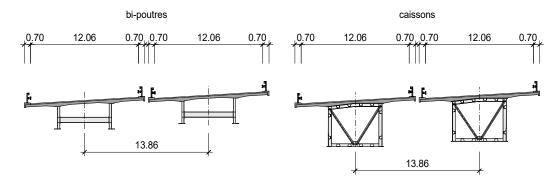
Les piles en béton armé à âme pleine mesurent 4,5 à 96,54 m de haut.

Chaque ouvrage est flottant et stabilisé longitudinalement par les appareils d'appui fixes, disposés sur les piles 5 à 13. Les piles 1 à 4 et 14 ainsi que les culées sont équipées d'appareils d'appui mobiles dans le sens de la longueur. Transversalement, l'ouvrage est soutenu par un ou deux appareils d'appui fixes à chaque pile.

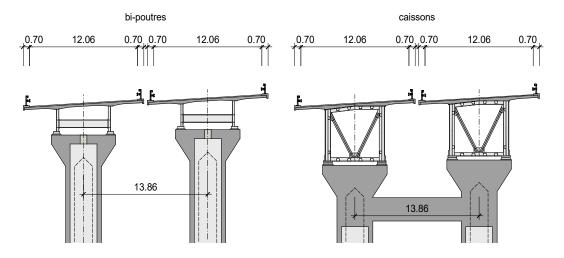
## Détails et photographies



## Coupe longitudinale



## Coupe en travée



Coupe sur appui



Montage par poussage des caissons métalliques\*



Avant-bec\*



Montage des bipoutres à la grue\*



Transition du caisson à la charpente métallique\*



Entretoise\*



Charpente métallique au niveau de la culée\*

<sup>\*</sup> Photographies de l'IBETON de l'EPFL





Sous-face Bipoutres





Bipoutres Poutre en caisson



Appui

## Choix de la section transversale :

La grande travée principale est une section fermée en caisson métallique et a été franchie par poussage. En revanche, les travées raccordées à la partie en caisson sont constituées d'une section bipoutre ouverte. Ce changement de section transversale a facilité le montage au moyen de grues mobiles.

#### Montage par poussage :

Au vu des grandes travées de 130 m à 96 m de hauteur au-dessus de la vallée qu'il fallait franchir, le montage a été effectué par poussage. En raison de la rigidité à la torsion, une section fermée en caisson a été choisie pour cette zone. Les grandes travées ont provoqué un fléchissement d'environ 6,5 m à l'extrémité du porte-à-faux au moment du poussage à proximité de la pile. L'avant-bec a donc dû être soulevé d'environ 6,5 m avec des presses juste avant la pile.

## 7.8 N01 Pont de Baregg



### Données:

Maître d'ouvrage : OFROU

Ingénieurs civils : Communauté d'ingénieurs Bänziger Partner AG et DIC SA

Entreprises: Rothpletz, Lienhard + Cie AG et Zwahlen & Mayr SA

Durée des travaux : 2000

Emplacement: Baden – Dättwil (AG)

## Données techniques :

Section transversale : Treillis spatial composé de tubes disposés en triangle et en

acier de construction anticorrosif; éléments de la dalle de

roulement préfabriqués en béton précontraint.

Longueur totale: 204,96 m

*Travées :* 25,62 m – 4 x 38,43 m – 25,62 m

Largeur de la chaussée : 15,5 m

*l/h* : 10

Superficie: 3177 m<sup>2</sup>

Acier de construction : FeE 355-D

Tonnage: 373 t

## Description

Le pont est conçu comme une construction mixte avec une poutre continue en treillis tubulaire. Les travées sont des multiples de 4,27 m (25,62 m - 4 x 38,43 m - 25,62 m), pour une longueur totale de 204,96 m. La largeur totale du pont est de 16,6 m. En plan, le pont forme une droite. Le dévers s'élève à 2,5 % côté sud (voie de dépassement). La bande d'arrêt d'urgence présente une contre-pente de 2,5 % en direction du nord. La pente longitudinale de la culée ouest en direction de la culée est s'élève à environ 1 %.

La superstructure est faite d'un treillis spatial composé de tubes connecté à la dalle de roulement en béton précontraint longitudinalement et transversalement.

La hauteur des poutres est de 4 m au total. En coupe transversale, le treillis composé de tubes disposés en triangle mesure 3,6 m de haut et 4,7 m de large.

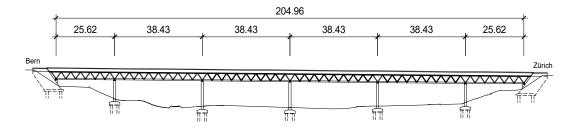
La dalle de roulement a été réalisée avec des éléments en béton préfabriqués par segments. Elle est précontrainte longitudinalement et transversalement. Chaque élément de dalle mesure 2,13 m de long et 15,9 m de large. L'épaisseur moyenne est d'environ 38 cm, ce qui donne un poids de quelque 32 t par élément. Les éléments ont été collés entre eux sur le chantier avec de la résine époxy pour former une dalle de roulement continue.

Aux deux extrémités du pont, la dalle de roulement est faite de béton coulé sur place afin de garantir l'ancrage de la précontrainte longitudinale.

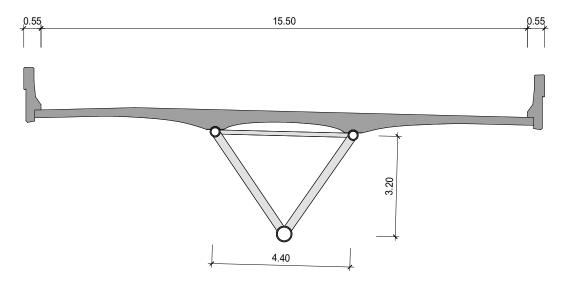
Après la mise en tension de la précontrainte longitudinale, le treillis métallique et la dalle de roulement ont été soudés ensemble.

Longitudinalement, la précontrainte définitive est constituée de 22 câbles de 7 monotorons de 0,6" chacun, sans adhérence, groupés en paquets dans une gaine en PT-Plus. Du coulis d'injection a été injecté dans l'espace vide entre les monotorons et la gaine. Dans le sens transversal, un câble avec 4 torons de 0,6", avec adhérence, est disposé tous les 55 cm environ.

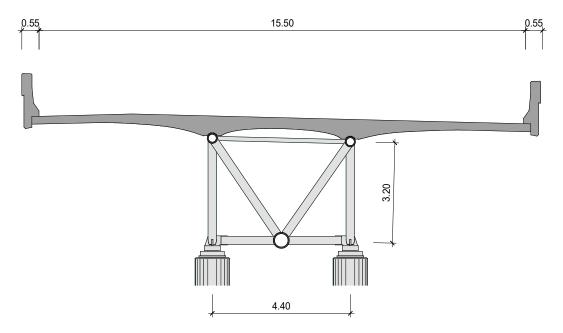
### Détails et photographies



Coupe longitudinale



## Coupe en travée



Coupe sur appui





Section transversale avec contreventement Goujons connecteurs au niveau de la culée







Noeud au niveau de la semelle inférieure



Culée

Montage du treillis métallique avec une grue mobile



Montage du treillis métallique avec une grue mobile



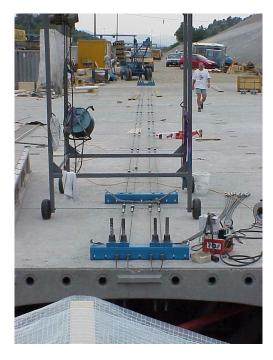
Montage de la dalle de roulement avec une grue mobile



Montage de la dalle de roulement avec une grue mobile



Résine époxy





Mise en tension des éléments

Montage de la dalle de roulement

Travaux de construction de courte durée :

Le pont a pu être construit en très peu de temps grâce à la pose de la structure et à la fabrication de la charpente métallique et de la dalle de roulement dans des unités de production propres à l'usine, de même qu'à la possibilité de produire indépendamment de l'avancée des travaux. L'ensemble des travaux de construction, y compris la fabrication des fondations sur pieux, n'a duré que 8 mois.

## 7.9 N01 PS Relais de Bavois



## Données:

Maître d'ouvrage : OFROU

Ingénieur civil : Perret-Gentil SA

Entreprises: Consortium composé de Grisoni-Zaugg SA, Groupe Fruti-

ger, Dénériaz Groupe Holding SA, Camadonna et Zwahlen

& Mayr SA

Durée des travaux : 2002

Emplacement: Bavois (VD)

## Données techniques :

Section transversale: Pont bipoutre en acier de construction anticorrosif; dalle de

roulement en béton armé.

Longueur totale: 50 m

*Travées :* 26,44 et 23,56 m

Largeur de la chaussée : 9,3 m

*l/h* : 16

Superficie: 465 m<sup>2</sup>

Aciers de construction : FeE 355-D pour les poutres longitudinales et FeE 355-C

pour les entretoises et les raidisseurs

Tonnage: 25 t

## Description

Le pont est composé de deux poutres continues avec des travées de 25,7 m et 24,3 m. Il enjambe l'autoroute avec une inclinaison d'environ 50 degrés par rapport à l'axe de la route nationale. La déclivité s'élève à 0,8 %, le dévers 2,5 %. La chaussée de 7 m de large (2 voies de circulation) est complétée, d'un côté, par un trottoir d'1,65 m de large et, de l'autre côté, par une voie de service de 0,65 m de large.

La dalle de roulement est faite d'une structure mixte reposant sur deux poutres maîtresses espacées de 5,4 m et d'une hauteur constante de 1,2 m.

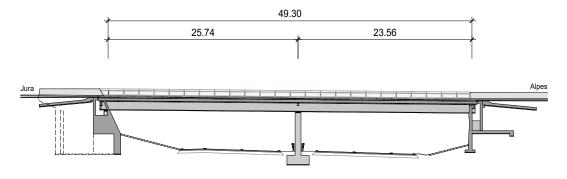
La dalle du pont est constituée de dalles préfabriquées, précontraintes et nervurées, utilisées aussi comme coffrage perdu. Elle est complétée par du béton coulé sur place. L'épaisseur de l'ensemble de la dalle de roulement varie entre 25 et 38 cm.

Des goujons à tête placés dans des niches individuelles connectent la dalle de roulement aux poutres métalliques maîtresses.

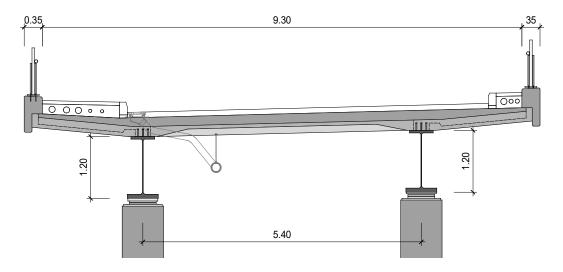
La fondation du pont est superficielle, sur la molasse présente sur place.

Les poutres métalliques ont été déplacées en deux parties au moyen d'une grue mobile et soudées ensemble à l'aide d'un étayage intermédiaire. Une grue mobile a aussi été utilisée pour déplacer les éléments préfabriqués. Le béton a ensuite pu être coulé sur place sans gêner le trafic sur la route nationale.

## Détails et photographies



#### Coupe longitudinale



Coupe sur appui





Sous-face des poutres

Appareil d'appui

Fabrication de la dalle de roulement :

Afin d'impacter le moins possible le trafic sur la route nationale, des éléments en béton armé préfabriqués et précontraints ont été utilisés pour le coffrage du béton coulé sur place. Ces éléments sont composés de nervures dans lesquelles passe la précontrainte transversale. La précontrainte a été réalisée à l'usine. Lors du déplacement des éléments, ceux-ci étaient munis de protections latérales contre les chutes. Le béton a pu être coulé sur place sans nuire à l'écoulement du trafic sur la route nationale.

## 7.10 N05 Viaduc du Landeron Ouest



### Données:

Maître d'ouvrage : OFROU

Ingénieurs civils : Le bureau d'ingénieurs R. Fietz, à Zurich, et les Ateliers de

constructions mécaniques de Vevey

Entreprise : Entreprise pour l'acier de construction : Ateliers de cons-

tructions mécaniques de Vevey

Durée des travaux : 1972 à 1975

Emplacement: Le Landeron (NE)

## Données techniques :

Section transversale: Poutres en caisson en acier de construction patinable ; dalle

de roulement en béton armé.

Longueur totale: 590 m

Travées : 22 m - 7 x 29 m - 32 m - 36 m - 42 m - 56 m - 32 m -

5 x 29 m – 22 m

 Largeur de la chaussée :
 16,2 m

 l/h :
 25,5

 Superficie :
 9558 m²

Aciers de construction : AC 36/52 FeE355 et AC 43/57 FeE430 pour les poutres en

caisson

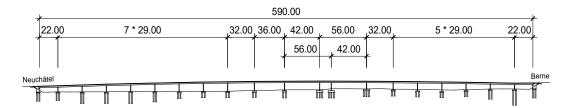
Tonnage: 680 t

## Description:

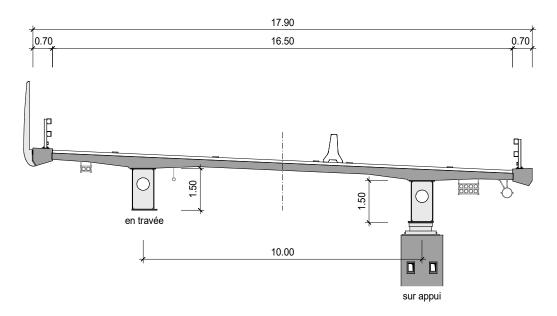
Le viaduc du Landeron Ouest est un pont mixte acier-béton. Les poutres longitudinales sont constituées de deux caissons métalliques disposés à 10 m de distance l'un de l'autre qui soutiennent une dalle de roulement en béton armé de 17,5 m de large. Le viaduc est composé de deux tronçons droits avec des travées régulières de L = 29 m, tandis que la partie du milieu enjambe la route cantonale et les voies CFF dans une courbe d'un rayon de R = 450 m, portant sa travée à 56 m. Il s'agit d'un pont flottant, stabilisé sur 11 des 18 piles. Les piles stabilisées (5 à 15) se situent au centre de l'ouvrage. Transversalement, la stabilité est assurée par chaque paire de piles qui forme avec la dalle de roulement un cadre autostabilisant. Les piles 5 à 15 sont fixes tandis que les autres piles et les culées sont mobiles.

Les caissons métalliques qui supportent la dalle de roulement sont espacés de 10 m. Pour les travées standards, ils sont en FeE 355 et, dans les zones d'appui des grandes travées, en FeE 430. Dans la zone des grandes travées d'une longueur de 76 m, la largeur des caissons métalliques passe de 900 à 1300 mm. Les caissons métalliques et la dalle de roulement sont connectés avec des goujons à tête soudés.

## Détails et photographies



#### Coupe longitudinale



Coupe en travée et coupe sur appui





Vue latérale

Poutres en caisson et dalle de roulement

- Pont bipoutre sans entretoises :
   La particularité de ce pont mixte bipoutre et qu'il ne comporte aucune entretoise entre les caissons métalliques, même dans la zone d'appui. La stabilité est obtenue grâce à la rigidité à la torsion des caissons métalliques.
- Caissons métalliques:
  Comme l'intérieur des caissons métalliques n'est pas protégé contre la corrosion, ils ont été soudés hermétiquement. Un contrôle de l'intérieur des caissons métalliques a montré qu'aucune corrosion ne s'était développée et que la soudure avait donc été un succès.

# Glossaire

Abréviations	s Définitions		
CEN	Comité européen de normalisation (CEN)		
EN	Norme européenne		
ISO	Organisation internationale de normalisation		
CFF	Chemins de fer fédéraux suisses		
SIA	Société suisse des ingénieurs et des architectes		
SN	Norme suisse		
SZS	Centre suisse de la construction en acier		
VSS	Association suisse des professionnels de la route et des transports		

# **Bibliographie**

#### Instructions, directives et manuels techniques de l'OFROU ASTRA 12001 « Élaboration des projets et construction des ouvrages d'art des routes nationales [1] (2005) »", www.ofrou.admin.ch. [2] ASTRA 12004 « Détails de construction des ponts (2020) », www.ofrou.admin.ch. [3] ASTRA 22001 « Manuel technique Ouvrages d'art », www.ofrou.admin.ch. [4] ASTRA 22001-14420 « Technisches Merkblatt Bauteile - Korrosionsschutz », www.ofrou.admin.ch. Normes [5] ISO 12944, « Peintures et vernis (2018) » [6] EN 1090-1, « Exécution des structures en acier et des structures en aluminium - Partie 1 : exigences pour l'évaluation de la conformité des éléments structuraux (2011) ». [7] EN 1090-2, « Exécution des structures en acier et des structures en aluminium - Partie 2 : exigences techniques pour les structures en acier (2011) ». prEN1994-1-1 « Eurocode 4 - Calcul des structures mixtes acier-béton - Partie 1-1 : règles géné-[8] rales et règles pour les bâtiments (2021) »" [9] EN 10025-5, « Produits laminés à chaud en aciers de construction - Partie 5 : conditions techniques de livraison pour les aciers de construction à résistance améliorée à la corrosion atmosphérique (2019) » [10] ASTM A490M-12, « Standard specifications for high-strength steel bolts, classes 10.9 and 10.9.3, for structural steel joints, ASTM international (2012) ». [11] SIA 262, « Construction en béton (2013) ». [12] SIA 262/1, « Construction en béton – Spécifications complémentaires (2013) ». SIA 263. « Construction en acier (2013) ». [14] SIA 263/1, « Construction en acier - Spécifications complémentaires (2013) ». [15] SIA 264, « Construction mixte acier-béton (2014) ». SIA 264, « Construction mixte acier-béton – Spécifications complémentaires (2014) ». **Documentations / Rapports** Lebet, J.-P., Hirt, M. (2009), « Ponts en acier », EPFL Lausanne, Traité de Génie Civil, Volume 12. [17] [18] Hanswille, G., Stranghöner, N. (2003) « Leitfaden zum DIN-Fachbericht 104 Verbundbrücken », Berlin Frnst & Sohn [19] Hoischen, A. (1955) « Die praktische Berechnung von Verbundträgern », Stuttgart, Konrad Wittwer. [20] SETRA. (2010) « Ponts mixtes acier-béton. Guide de conception durable ». Chabrolin, B. (2011) « Ponts mixtes acier-béton. Un guide pour des ouvrages innovants », Presse des Ponts. [22] Papastergiou, D. (2012) « Connections by Adhesion, Interlocking and Friction for Steel-Concrete Composite Bridges under Static and Cyclic Loading » [Thèse de doctorat]. EPFL Lausanne, N° 5301 CFF. (2021) « Projektierungsassistent Ingenieurbau - Brücken ». [23] Darden, W. (2012) « Ultra-Weatherable Fluoropolymer Coatings for Bridges », Maintenance and Roadway Operations Workshop, Kansas City, États-Unis. [25] Darden, W. (2018) « Toward a 100-year bridge coating system: Bridge topcoats in Japan », World Steel Bridge Symposium, Baltimore, États-Unis.

Centre suisse de la construction en acier (SZS). (2021) « Oberflächenschutz für Stahlkonstruktionen

Lebet, J.-P., Lang, T.P. (2001), « Ponts en acier patinable », OFROU, projet de recherche

Cerema. (2015) « Aciers autopatinables - Recommandations pour leur utilisation en structure des

- Konzeption & Submission ».

ponts et passerelles »

AGB 1998/437, documentation VSS N° 562.

[26]

[27]

[28]

- [29] ewp. (2018), « Materialtechnische Überwachung A01 / 34 Spreitenbach Wettingen Ost, Lehnenviadukt über Limmat, Killwangen », OFROU, rapport interne.
- [30] Nussbaumer, A. (2018) « Fatigue Design of Steel and Composite Structures », 2° édition, Berlin, European Convention for Constructional Steelwork (ECCS).
- [31] Documentation ASTRA 82022 (2023) « CFUP pour la maintenance et la construction d'ouvrages d'art de l'infrastructure routière ».

# Liste des modifications

Édition	Version	Date	Modifications
2024	1.01	18.01.2024	Publication de la version française, corrections formelles de la version allemande
2022	1.00	30.11.2022	Entrée en vigueur de l'édition 2022 (version originale en allemand)

