



**Brücken**

**Ponts**

**Bridges**

# Deux ponts sous-tendus avec tirants à section mixte précontrainte

## Two bridges with composite prestressed tension chords

Aurelio Muttoni

### Introduction

Le pont sur la Capriasca à Odogno, réalisé dans les années 1995/96, et le pont sur le Tessin à Villa Bedretto, terminé en 1997, sont caractérisés par un système statique et constructif innovant.

Les deux ponts sont le résultat de variantes d'entreprise, pour lesquelles les aspects économiques ont été étudiés de façon particulière. En effet, les deux projets décrits par la suite ont pu être réalisés grâce à des offres qui étaient économiquement plus compétitives que les solutions officielles: l'assainissement d'un pont en arc construit dans les années 50 dans le cas du pont sur la Capriasca et la construction d'un pont mixte bipoutre à deux portées pour le pont sur le fleuve Tessin.

Le système porteur dans la partie centrale des deux ponts est une poutre lenticulaire, où la membrure supérieure comprimée est un tablier composé d'une dalle de roulement renforcée par deux nervures longitudinales et l'élément inférieur un sous-tirant de forme polygonale (figure 1). La particularité du système statique est représentée par les éléments de déviation disposés en V. Ce système peut être considéré comme une poutre triangulée avec des diagonales manquantes, qui présente deux avantages: nombre de nœuds sensiblement inférieur et construction plus simple. La re-

### Introduction

*The bridges over the river Capriasca (completed in 1996) and over the river Ticino (completed in 1997) are characterised by the application of an innovative structural system.*

*Both bridges result from competitive alternate designs by the contractors, which means that particular care was given to economical aspects. In both cases, the design changes resulted in lower bids than the officially proposed solutions. In the case of the Capriasca bridge, the design foresaw the retrofitting of an arch bridge built in the fifties. In the case of the Ticino bridge, the official design was a new twin-girder steel composite bridge.*

*The central part of the main span of both bridges is constituted by a lenticular beam. The compression chord of the beam is constituted by the bridge concrete deck with two longitudinal stiffening girders. The two tension chords are constituted by a polygonal steel member that contains two prestressing tendons (figure 1). A particular aspect of the system is the use of V-shaped deviators for the tension chord. This system can be considered as a truss with missing diagonals. This configuration offers two advantages: reduction of the number of nodes and easier construction. The shearing force in regions without diago-*

### Caractéristiques du projet

#### Le pont sur la Capriasca

##### Position et utilisation

Route cantonale Tesserete-Gola di Lago

##### Maître d'ouvrage

Canton de Tessin, Département du territoire

##### Projet

Prof. Dr A. Muttoni, Grignoli Muttoni Partner, Lugano

##### Exécution

Muttoni SA, Bellinzona

##### Caractéristiques

Longueur totale (y compris les culées):

80,00 m

Portées: 15,25 + 38,00 + 15,25 m

Largeur: 7,00 m

Coût total\*: CHF 1 150 000.- (2050 CHF/m<sup>2</sup>)

Entrée en service: 1996

\* y compris les honoraires, démolition du pont existant, imperméabilisation, pose du revêtement, barrières de protection, adaptation des routes d'accès et travaux de finition.

#### Le pont sur le Tessin

##### Position et utilisation

Route cantonale Ossasco-Villa Bedretto

##### Maître d'ouvrage

Canton Tessin, Département du territoire

##### Projet

Prof. Dr A. Muttoni, Grignoli Muttoni Partner, Lugano

##### Exécution

Muttoni SA, Bellinzona

##### Caractéristiques

Longueur: 44,00 m

Largeur: 7,00 m

Coût total\*: CHF 700 000.- (2270 CHF/m<sup>2</sup>)

Entrée en service: 1997

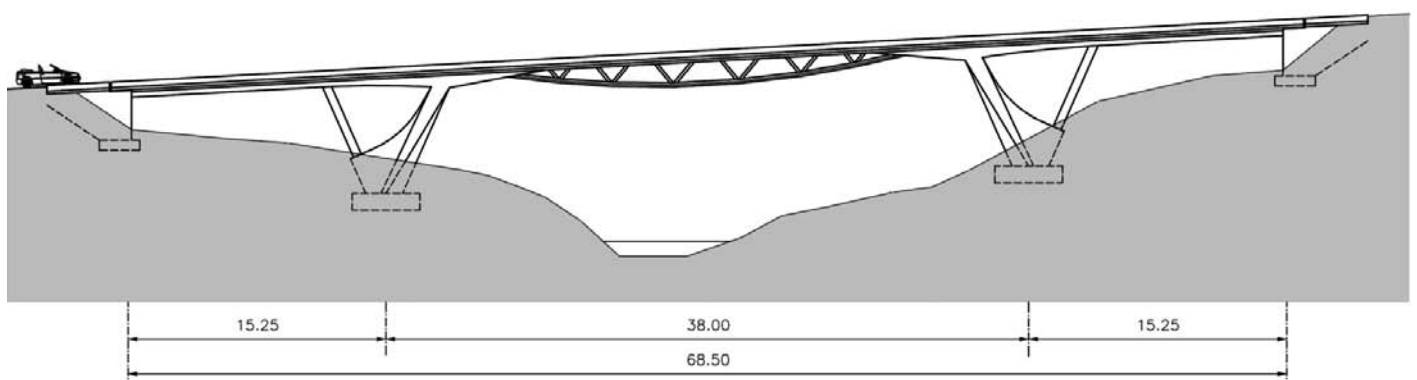
\* y compris les honoraires, démolition du pont existant, imperméabilisation, pose du revêtement, barrières de protection, adaptation des routes d'accès et travaux de finition.

72

Bridges

1

Schéma du pont sur la Capriasca à Odogno.  
Sketch of the Capriasca bridge in Odogno.



## Project data

### The Capriasca bridge

#### Location and usage

Cantonal highway Tesserete–Gola di Lago

#### Bridge owner

Canton of Ticino

#### Project

Prof. Dr A. Muttoni, Grignoli Muttoni  
Partner, CH-6900 Lugano

#### Contractor

Muttoni SA, CH-6500 Bellinzona

#### Characteristic data

Overall length (incl. abutments): 80.00 m

Spans: 15.25 + 38.00 + 15.25 m

Width: 7.00 m

Total cost\*: CHF 1,150,000.– (2050 CHF/m<sup>2</sup>)

Opening date: 1996

\* Including engineer's fees, demolition of the existing bridge, waterproofing, asphaltting, guardrail, correction of the access roads and finishing.

### The Ticino bridge

#### Location and usage

Cantonal highway Ossasco–Villa Bedretto

#### Bridge owner

Canton of Ticino

#### Project

Prof. Dr A. Muttoni, Grignoli Muttoni  
Partner, Lugano

#### Contractor

Muttoni SA, Bellinzona

#### Characteristic data

Length: 44.00 m

Width: 7.00 m

Total cost\*: CHF 700,000.– (2270 CHF/m<sup>2</sup>)

Opening date: 1997

\* including engineer's fees, demolition of the existing bridge, waterproofing, asphaltting, guardrail, correction of the access roads and finishing.



Pont sur la Capriasca à Odogno.  
Capriasca bridge in Odogno.

prise de l'effort tranchant dans la partie sans diagonales est assurée par la composante verticale de la force dans le tirant incliné et par le tablier. Ce système est sensiblement plus efficace et plus rigide que les systèmes avec éléments de déviation simples [1, 2].

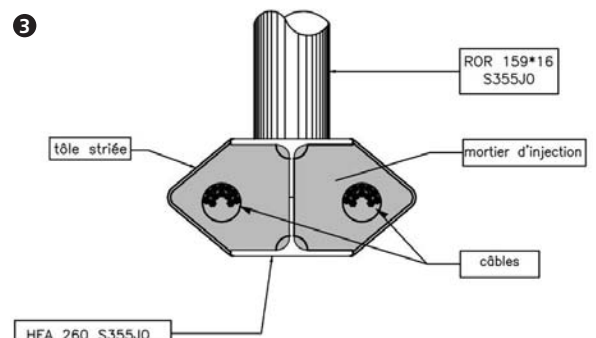
Du point de vue constructif, la caractéristique principale de ce système est constituée par le câble de précontrainte qui sort de la section en béton armé, dans la zone centrale, pour s'enfiler ensuite dans un tirant métallique.

Ce dernier est constitué d'un profilé HEA auquel sont soudées deux tôles pliées, de façon à former un caisson fermé (figure 3). A l'intérieur de la section métallique se trouvent deux câbles de précontrainte (câbles système VSL avec 12 torons  $\varnothing 0,6''$  chacun). Une fois la construction du caisson terminée, celui-ci est injecté au coulis de ciment, de façon à obtenir une section mixte ainsi qu'une protection efficace contre la corrosion des câbles. L'adhérence entre le coulis d'injection et le profil métallique est renforcée par la présence de stries sur les faces internes des tôles constituant le tirant. Par rapport aux solutions plus conventionnelles, qui utilisent uniquement un câble de précontrainte, les avantages de ce système sont multiples:

nals are taken by the vertical component of the force in the tension chord and by the bridge deck. This system is significantly more efficient and stiffer than configurations with simpler deviation elements [1, 2].

From a constructive point of view, the main characteristic of the design is that the prestressing tendons leave the reinforced concrete section in the positive moment area to enter into the steel tension chord.

The two steel tension chords are made up of a half W-shape, on which two folded steel plates are welded to create a box section (figure 3). Two prestressing tendons (VSL system with 12  $\varnothing 0.6''$  strand each) are located within this section. After construction is finished, the steel tension chord was injected with cement grout



Section du tirant.  
Cross section of the tension chord.

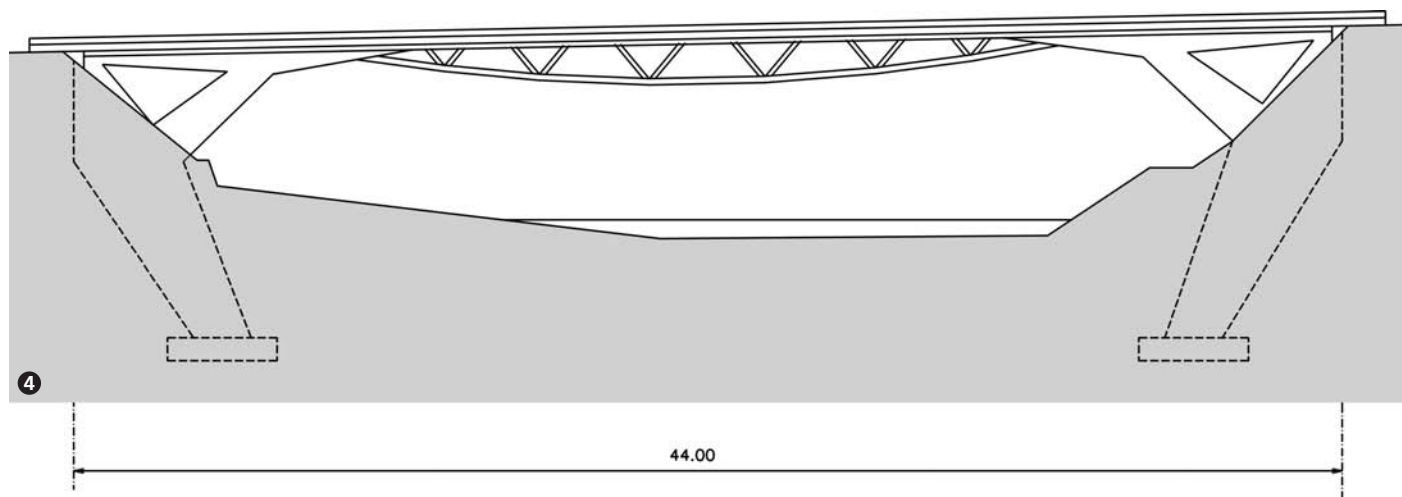


Schéma du pont sur le Tessin à Villa Bedretto.  
Sketch of the Ticino bridge in Villa Bedretto.

- Le câble doublement protégé (section fermée et injection de coulis) offre une plus grande durabilité ainsi qu'une protection accrue contre les chocs et d'éventuels actes de vandalisme.
- La section est plus rigide.
- Le tirant et les éléments de déviation peuvent être fixés, à leur partie supérieure, à un élément métallique de façon à former une poutre lenticulaire déjà avant la construction de la dalle de roulement. La poutre ainsi constituée pourra faire office de cintre-coffrage et l'élément métallique supérieur intégré dans la dalle.

### Le pont sur la Capriasca à Odogno

Le pont sur la Capriasca (figures 1 et 2) fait partie de la route cantonale Tesserete–Gola di Lago et traverse la rivière Capriasca près du village de Odogno. Il s'agit d'un cadre avec deux portées latérales courtes. Les câbles de précontrainte sont ancrés aux extrémités et sont continus sur toute la longueur du pont. Dans la partie centrale ils sortent de la section en béton armé précontraint pour entrer dans le tirant métallique. Les étapes de construction sont les suivantes:

1. Construction des fondations, des culées, des pieds-droits, et des parties terminales du tablier.
2. Pose des poutres métalliques lenticulaires.
3. Enfillement des câbles de pré-

contrainte. Dans la partie centrale métallique cette opération est facilitée par la présence de gaines fixées à l'intérieur de la section composée fermée.

4. Remplissage de l'espace entre les gaines et la section métallique par un coulis d'injection.
5. Mise en tension partielle des câbles de précontrainte.
6. Pose des coffrages fixés aux poutres métalliques.
7. Construction de la dalle de roulement.
8. Mise en tension complète des câbles.
9. Injection des gaines des câbles.
10. Imperméabilisation, pose du revêtement de roulement et travaux de finition.

### Le pont sur le fleuve Tessin à Villa Bedretto

Le nouveau pont, situé près du village de Villa Bedretto, traverse le fleuve Tessin à quelques kilomètres en aval de sa source, localisée dans le massif du Saint-Gothard. Il remplace un pont en béton armé, construit dans les années 30, dont la chaussée était trop étroite et la capacité portante insuffisante.

Le nouveau pont (figures 4 et 5) est constitué d'un cadre en béton armé précontraint, sans appareils d'appuis ni joints de transition. Les pieds-droits sont inclinés vers l'intérieur de façon à réduire la poussée et faciliter l'excavation pour les fondations qui y sont

to create a composite section and ensure a good protection of the tendons. Adherence between the injection grout and the steel profile is improved by the use of grooved steel sheets on the inside surface of the tension chord.

In comparison with more conventional solutions that use only prestressing tendons as tension chords, this solution has several advantages:

- The tendons are doubly protected (box steel section and grout injection), which increases durability and protection against impacts or acts of vandalism.
- The section of the tension chord is stiffer.
- The steel tension chord and the deviation elements can be constructed as a truss by adding a top steel element, creating a steel lenticular span before concreting of the deck. This truss can be used as a self-carrying formwork, the top steel profile being simply cast within the deck.

### The bridge over the Capriasca river in Odogno

This bridge (figures 1 and 2) is located on the main road Tesserete–Gola di Lago and crosses the Capriasca river near the Odogno village. It's made of a frame with two short lateral spans. The prestressing cables are anchored at each end and are continuous over



Pont sur le Tessin à Villa Bedretto.  
Ticino bridge in Villa Bedretto.

associées. Comme dans le cas du pont sur la Capriasca, les câbles de précontrainte, ancrés aux extrémités du pont, sont disposés sur toute la longueur du pont et sortent de la structure en béton pour continuer dans le tirant métallique.

Par contre, des selles de déviation soudées à l'intérieur du tirant métallique ont simplifié la méthode constructive en permettant l'injection du tirant et des câbles en une seule opération une fois que tous les travaux de précontrainte étaient terminés. ●

#### Auteur/Author

Aurelio Muttoni  
Prof., Dr. ès sc. techn., ing. civil dipl. EPF  
Grignoli Muttoni Partner,  
Studio d'ingegneria SA,  
Via Somaini 9, CH-6900 Lugano  
aurelio.muttoni@epfl.ch

#### Références/References

- [1] A. Muttoni; Brücken mit einem innovativen statischen System, Schweizer Ingenieur und Architekt, Nr. 26, pp. 28–31, 1997  
[2] A. Muttoni; Ponts avec un système statique innovant, Progrès dans la conception des ouvrages en béton, Journée d'étude SIA-GPC du 8 octobre 1999, Documentation SIA D 0160, p. 33–36

*the whole length of the bridge. In the central part, the prestressing cables leave the main prestressed concrete section to enter into the steel tension chord.*

*The construction sequence was as follows:*

1. Construction of the foundation, the inclined columns and the side spans.
2. Placing of the lenticular steel span.
3. Placing of the prestressing tendons. In the central part, this operation is made easier by the presence of ducts fixed inside the steel box.
4. Injection of the steel box with cement grout (except for the tendon ducts).
5. Partial stressing of the tendons.
6. Placing of the formwork on the steel spans.
7. Concreting of the deck.
8. Final stressing of the tendons.
9. Injection of the prestressing tendons ducts.
10. Waterproofing, asphaltting and finishing.

### The new bridge over the Ticino river in Villa Bedretto

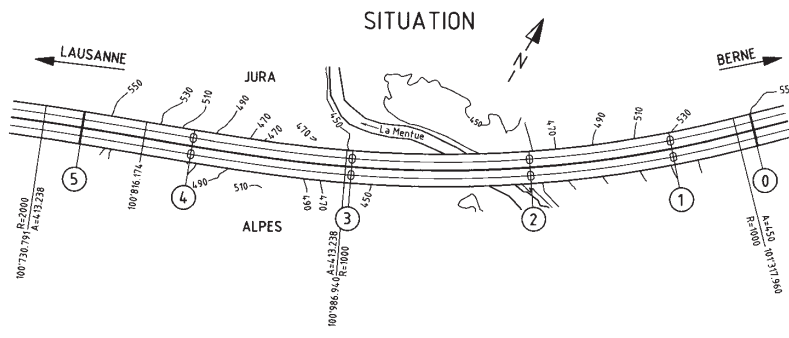
The new bridge (figures 4 and 5), near the village of Villa Bedretto, crosses the Ticino river a few kilometers downstream from its spring in the Saint Gotthard mountain range. It replaces a reinforced concrete bridge built in the thirties with a narrow roadway and an insufficient load-carrying capacity.

The new bridge consists of a prestressed concrete frame with integral supports and without expansion joints. The columns are inclined to reduce the horizontal reaction and to facilitate the excavation of the foundation. As in the case of the Capriasca bridge, the prestressing tendons are continuous over the entire length of the bridge and leave the concrete section to enter into the tension chord in the positive moment region. ●

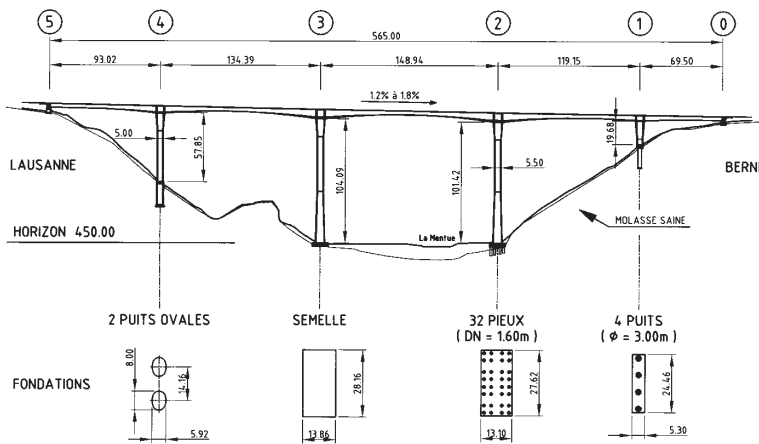
A difference between the two bridges is that welded deviation saddles inside the steel tension chord allowed to simultaneously inject the tension chord and the tendons themselves. ●

Bernard Houriet, André Vaucher

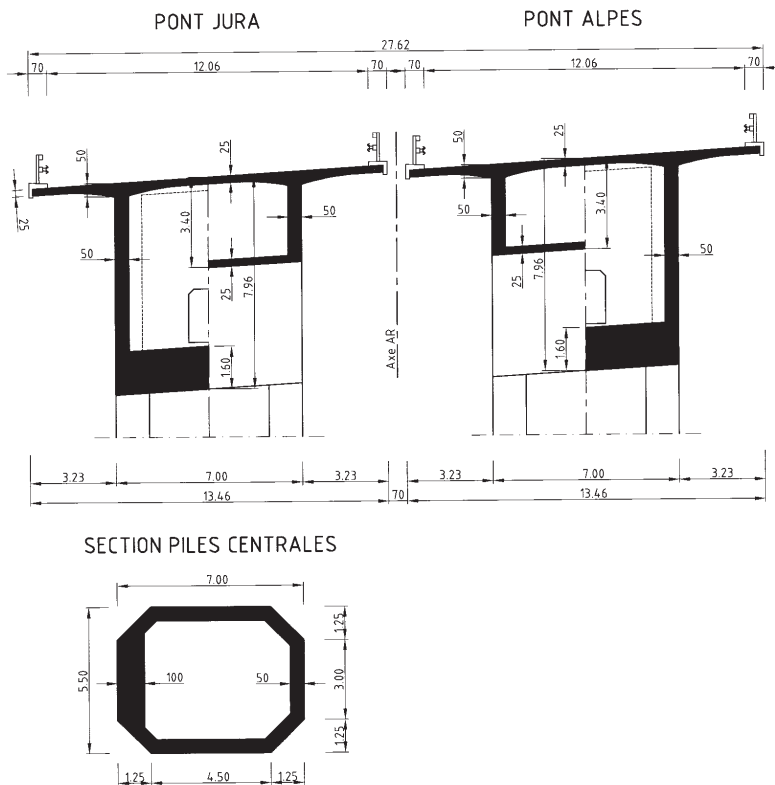
**1**  
Situation, coupe longitudinale Pont Jura.  
Plan view, longitudinal section bridge "Jura".



COUPE LONGITUDINALE PONT JURA



**2**  
Coupes principales du tablier et des piles centrales.  
Cross-sections of decks and main piers.



## Caractéristiques du projet

### Situation de l'ouvrage

Autoroute A1, tronçon Yverdon-Morat  
Commune d'Yvonand

### Type d'ouvrage

Double pont autoroutier

### Auteur du projet

Groupe d'étude GEM:  
GVH Tramelan SA, bureau pilote  
BG Neuchâtel SA  
C. Notheisen, Prévèrenge  
Tremblat SA, Genève  
Géologue: J. Norbert, Géologues Conseils  
SA, Lausanne  
Géotechnicien: De Cérenville,  
Géotechnique SA, Ecublens

### Entreprises

Association Ramella & Bernasconi SA,  
Cudrefin  
Frutiger SA, Yvonand  
Précontrainte: Freyssinet SA, Moudon  
VSL (Suisse) SA, Lyssach  
Chariots d'encorbellement: WITO AG, Linz  
Cintres fixes: Coray SA, Muralto

### Caractéristiques principales

Longueur totale: 568 m  
Portées: 93,0 m – 135,0 m – 150,0 m –  
120,0 m – 70,0 m  
Conception structurale: ouvrages  
réalisés par encorbellements successifs de  
voussoirs coulés en place  
Coût: 2100 CHF/m<sup>2</sup>, base de prix 1999  
Période de réalisation: 1995-1999  
Mise en service: 5 avril 2001

### Particularités

Ouvrages monolithiques et asymétriques de  
grande hauteur, stabilisés lors du montage  
à l'aide de haubans et d'entretoises provi-  
soires  
Compensation des déformations axiales dif-  
férentes du tablier au moyen de vérines  
longitudinales avant clavages

## Introduction

Situés sur le tronçon Yverdon-Morat de la route nationale A1, les ponts sur la Mentue franchissent un profond vallon d'érosion à une hauteur maximale d'environ 110 m. Constitué de deux ponts indépendants de 565 m et 571 m de longueur, cet ouvrage marquant a fait l'objet d'un concours de projet en 1993/1994.

## Conception générale

La hauteur particulière de l'ouvrage, les conditions géologiques précaires affectant les versants du vallon ainsi que la courbure en plan du tracé ont constitué les contraintes principales du projet. Le concept de l'ouvrage réalisé par encorbellement coulé en place à l'aide d'équipages mobiles

## Project data

### Location

National highway A1,  
Section Yverdon–Morat  
Commune of Yvonand

### Type of structure

Twin highway bridges

### Structural design

Engineers' group: GVH Tramelan SA  
(head office)

BG Neuchâtel SA

C. Notheisen, Prévèrenges

Tremblet SA, Genève

Geologist: J. Norbert, Géologues Conseils  
SA, Lausanne

Geotechnician: De Cérenville,

Géotechnique SA, Ecublens

### Contractors

Association Ramella & Bernasconi SA,  
Cudrefin

Frutiger SA, Yvonand

Post-tensioning: Freyssinet SA, Moudon

VSL (Suisse) SA, Lyssach

Travelling falsework: WITO AG, Linz

Fixed falsework: Coray SA, Muralto

### Main characteristics

Total length: 568 m

Spans: 93.0 m – 135.0 m – 150.0 m –

120.0 m – 70.0 m

Conceptual design: cantilever-built  
deck structures cast in place by means of  
travelling falsework

Cost: CHF 2100/m<sup>2</sup>, price basis 1999

Construction period: 1995–1999

Opening date: April 5, 2001

### Particularities

Monolithic and asymmetrical structures of  
large height, stabilised at construction  
stage by means of stay cables and trans-  
verse steel beams

Counter-balancing of long-term axial de-  
formations of the deck by longitudinal jack-  
ing before casting the closure segments of  
main spans

a été élaboré sur la base des consi-  
dérations suivantes:

- Soigner l'esthétique de l'ou-  
vrage et son intégration dans le  
site.
- Doter l'ouvrage d'une qualité  
structurale suffisante pour ga-  
rantir son aptitude au service à  
long terme et réduire au maxi-  
mum les frais de maintenance.
- Adopter un mode de réalisation  
éprouvé et rationnel, suscep-  
tible de conduire à une bonne  
maîtrise des coûts.

Le principe général repose sur  
l'implantation des piles princi-  
pales au pied des versants du val-  
lon de forme trapézoïdale, ce qui  
génère une portée centrale d'en-  
viron 150 m (figure 1). Les réac-

## Introduction

Situated between Yverdon and  
Morat on the Swiss national high-  
way A1, the Mentue bridges  
crosses a deep eroded valley at a  
maximum height of 110 m.

Composed of two independent  
bridges 565 m and 571 m long, this  
outstanding structure was the  
subject of a project competition  
in 1993/1994.

## Conceptual design

The exceptional height of the  
structure, the precarious geologi-  
cal conditions encountered on the  
sides of the valley, as well as the  
horizontal curve of the road were  
the main constraints of the proj-  
ect.

The conceptual design is a can-  
tilever-constructed structure, cast  
in place using travelling false-  
work. It was developed bearing in  
mind the following concerns:

- Taking particular care over the  
structure's aesthetics and its  
blending into its surroundings.
- Providing good structural qual-  
ity in order to ensure long-term  
serviceability, and reducing  
maintenance costs as much as  
possible.
- Choosing a well-proven rational  
construction method, thus as-  
suring good cost control.

The general concept is based on  
the position of the main piers at  
the bottom of the slopes of the  
trapezoid valley, which leads to a  
central span about 150 m long  
(figure 1).

The bridge loads are entirely  
transferred to the Molasse  
bedrock by means of bearing  
shafts, bored piles or spread foot-  
ings. Particular care was given to  
the architectural design of the  
piers with an octagonal section.  
They are monolithically linked  
with the deck, in spite of the dis-  
symmetry of the static system  
caused by the unequal heights of  
both lateral piers (figures 2 and 3).  
Designed with vertical webs of  
uniform thickness, the deck has a  
prestressing concept based on  
five layout schemes to ensure  
long-term serviceability and con-  
trolled deflection:



Têtes de piles détails.  
Detail of pier heads.



Vue frontale des dispositifs de stabili-  
sation des fléaux (haubans et entretoises).  
Front view of temporary stabilisation  
devices of cantilever structures  
(stay cables and transverse steel beams).



Vue inférieure de l'ouvrage en construction.  
View from bottom of the structure under construction.

tions d'appuis sont intégralement transmises au soubassement rocheux de molasse saine au moyen de puits, de pieux forés tubés ou de semelles superficielles. Un soin particulier a été accordé au concept architectural des piles de section octogonale, qui sont liées monolithiquement au tablier, malgré la dissymétrie du système statique engendrée par la hauteur inégale des piles latérales (figures 2 et 3).

Muni d'âmes verticales d'épaisseur constante, le tablier est pourvu de cinq types de précontrainte susceptibles de garantir la maîtrise des déformations et l'aptitude au fonctionnement à long terme:

- Une précontrainte conventionnelle d'encorbellement constituée de quatre câbles de 2230 à

2416 kN par étape, disposés dans la dalle de roulement.

- Une précontrainte de clavage, constituée de câbles de 2230 kN disposés dans la dalle inférieure du caisson.
- Une précontrainte parabolique de continuité, constituée de câbles de 3530 kN disposés dans les âmes du caisson.
- Une précontrainte transversale constituée de câbles de 558 kN distants de 1,2 m.
- Une précontrainte extérieure de réserve mise en œuvre le cas échéant au moyen d'un dispositif d'ancrages et de bossage déjà réalisés.

### Analyse structurale

Compte tenu de la hauteur importante de l'ouvrage, le vent constitue la sollicitation la plus préoccupante pour le dimensionnement de l'ouvrage, aussi bien à l'état de montage qu'à l'état final. Les actions de vent ont été déterminées sur la base d'ouvrages de comparaison [1] ainsi qu'à l'aide d'essais de laboratoire réalisés à l'EPFL [2].

Les sollicitations de l'ouvrage ont été évaluées à l'aide d'un modèle de barres spatial, en tenant compte des non-linéarités géométriques et matérielles. La sécurité structurale des piles principales lors du montage a été vérifiée en admettant un bétonnage asymétrique sous vent transversal prépondérant. A l'état final, la sécurité structurale du tablier et des piles a été vérifiée en tenant compte de l'importante redistribution des sollicitations due à la fissuration du tablier et des piles sous vent transversal prépondérant. Le calcul des contreflèches a requis un soin particulier en raison des difficultés liées à la hauteur des piles centrales, à la courbure en plan du tablier, ainsi qu'à la dissymétrie du système statique due à la hauteur inégale des piles latérales.

Les déformations finales de fluage ont été évaluées en analysant de manière dissociée les différentes actions et en combinant linéairement les flèches obtenues.

- Standard cantilever prestressing composed of four tendons (2230 to 2416 kN) per segment located in deck slab.
- Midspan prestressing composed of 2230 kN tendons located in the bottom slab.
- Continuity prestressing composed of 3530 kN tendons set in the girder webs.
- Transverse prestressing composed of 558 kN tendons spaced every 1,2 m.
- External reserve prestressing brought into use, if necessary, by means of anchorage systems already completed.

### Structural analysis

The height of the structure is such that wind was the biggest concern for the design of the structure, during construction stages as well as in the final state. The wind loads were determined from comparison with similar structures [1] and through laboratory tests at the EPFL [2].

The sectional forces were calculated using a three-dimensional beam model and taking into account the geometrical and material nonlinearities. The safety of the main piers during construction was checked assuming an asymmetrical concreting and predominating transverse wind. In the final state, the safety of the deck and piers was checked taking into account the important redistribution of sectional forces due to cracking of the deck and the piers under transverse wind loads.

Calculating the camber required particular care owing to the height of the central piers, the horizontal curve of the deck and the dissymmetry of the structural system caused by the different heights of both lateral piers.

The total deflections including creep were determined by analysing separately the different loadings and linearly combining the deflections so obtained. In order to cover the uncertainties over the effective prestressing forces in the structure, the effects of the prestress were computed



Afin de couvrir les incertitudes quant aux valeurs effectives des forces de précontrainte disponibles dans l'ouvrage, on a réduit de 10% les effets de la précontrainte calculés sur la base des pertes de frottement conventionnelles.

### Procédé de montage

Les piles ont été réalisées à l'aide de cinq équipements de coffrages grimpants, avec des hauteurs d'étapes comprises entre 3,75 m et 4,30 m. Afin de respecter la cadence prévue d'environ une étape par semaine, on a rationalisé la pose de l'armature verticale au moyen de cages d'armatures alternées. L'encorbellement du tablier a été réalisé à l'aide de deux couples de chariots, avec des étapes comprises entre 3,02 m et 5,07 m, en acceptant un décalage d'un jour entre le bétonnage des étapes symétriques. Cette option relativement sévère a requis la mise en œuvre d'un haubannage provisoire de stabilisation des piles principales associé à un dispositif d'entretoises métalliques également provisoires (figures 4 et 5). Les étapes d'encorbellement sont bétonnées en une seule phase, avec une cadence moyenne d'une étape par semaine. Afin de compenser partiellement les effets des déformations axiales différées du tablier, un vérinage longitudinal relativement important (déplacements imposés de 7 à 9 cm) a été réalisé préalablement au clavage des travées principales.

### Conclusion

Le pont de la Mentue illustre le fait qu'il est possible de réaliser un ouvrage qui s'intègre parfaitement dans un site imposant, malgré le recours à un concept structural et un mode de construction intrinsèquement conventionnel (figure 6). Avec un coût spécifique d'environ 2100 CHF/m<sup>2</sup>, l'ouvrage peut en outre être qualifié d'économique, compte tenu des portées adoptées et des difficultés géométriques données.

taking into account the conventional friction losses and reduced by an extra 10%.

### Construction

The piers were built in segments 3.75 to 4.30 m high using five pieces of climbing formwork equipment. In order to keep to the planned rate of one segment per day, the reinforcing bars were preassembled in frames and put in place alternatively. The cantilever-constructed deck was built in segments 3.02 to 5.07 m long using two pairs of travellers. A one-day delay between casting of symmetrical segments was accepted. This relatively severe option involved a temporary stabilisation of the main piers through stay cables and transverse steel beams (figures 4 and 5). The segments were cast in a single stage at a rate of one segment per week. In order to partly compensate for the long-term axial deformation, the deck was significantly

jacked (imposed displacements from 7 to 9 cm) prior to the closure of the main spans.

### Conclusion

The Mentue bridge shows it is possible to build a structure that blends perfectly into an impressive landscape despite a standard structural concept and a conventional construction method (figure 6). Considering the spans that were chosen and the geometrical constraints, the bridge, at a cost of CHF 2100/m<sup>2</sup>, can be regarded as economical.

#### Auteurs/Authors

Bernard Houriet  
Dr. ès sc. techn., ing. civil dipl. EPF

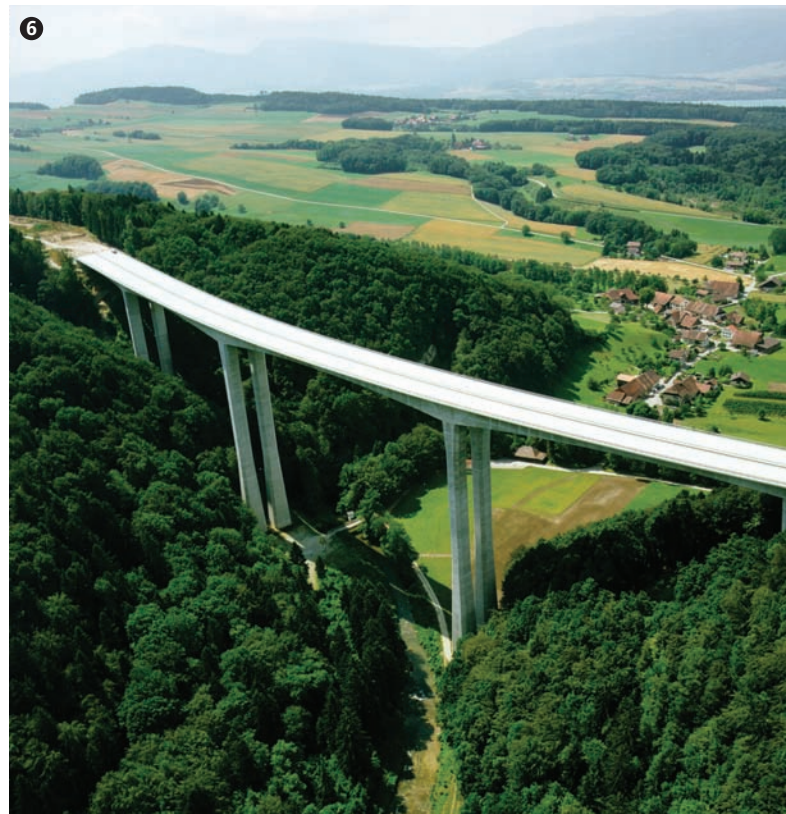
André Vaucher, MSCE  
ing. civil dipl. EPF

GVH Tramelan SA, rue de la Paix 30  
CH-2720 Tramelan  
tramelan@gvh.ch

#### Références/References

[1] U. Guzzi und B. Meier; "Viadotto della Biaschina", Schweiz Ingenieur und Architekt 38 (1979) S. 739

[1] C. Alexandrou, J.-A. Hertig, P. Goulpié; "Ponts sur la Mentue-Essais aérodynamiques de l'ouvrage", Lasen, EPF Lausanne, mai 1996



Vue aérienne de l'ouvrage terminé.  
Aerial view of the bridge.

Renaud Favre, Claude Pralong



Vue générale du viaduc de l'Île Falcon.  
View of the Ile Falcon bridge.

## Introduction

Le viaduc de l'Île Falcon enjambe le Rhône dans le Valais, région alpine de Suisse (figures 1 et 2). Il est constitué de deux ponts autoroutiers parallèles courbes de 720 m de longueur. Il a été construit entre 1997 et 1999. Le projet a fortement été influencé par la décision d'utiliser le poussage cadencé pour sa construction (figures 3 et 4).

## Géométrie des caissons

Les exigences du projet ont nécessité une géométrie des caissons inhabituellement complexe pour un pont à poussage cadencé. La poutre-caisson est incurvée verticalement pour correspondre à la courbe de la chaussée ( $r = 24\,900$  m). Le projecteur a choisi un rayon de courbure vertical plus grand pour l'intrados de la poutre-caisson ( $r = 60\,000$  m) afin d'obtenir une hauteur de caisson variable. Horizontalement, la chaussée est composée d'un segment central circulaire et de segments en clothoïde (spiraux) de chaque côté. La courbure horizontale du caisson a toutefois pu être maintenue constante en faisant glisser la dalle supérieure latéralement par rapport à l'axe théorique. La figure 5 montre que l'excentricité horizontale est supérieure à 1 m dans certaines sections. La figure 5 fait également

## Introduction

The Ile Falcon highway bridge crosses the Rhône river in the mountainous Valais region of Switzerland (figures 1 and 2). It consists of two parallel curved bridges, 720 m long. Construction period was 1997 to 1999. The design was influenced strongly by the decision to use incremental launching for its construction (figures 3 and 4).

## Geometry of the box girders

The project requirements resulted in a girder geometry that is unusually complex for an incrementally launched bridge. Vertically, the top slab is curved to match the curvature of the roadline ( $r = 24,900$  m). Variable girder depth was obtained by selecting a larger vertical radius of curvature for the intrados of the bottom slab ( $r = 60,000$  m). Horizontally, the road line consists of a circular middle segment and clothoidal (spiral) end segments. The horizontal girder curvature was nevertheless kept constant by allowing the top slab position to slide laterally with respect to the box girder. Figure 5 shows that the horizontal eccentricity exceeds 1 m in some sections. It also shows the longitudinal variations of the top-slab width, the cantilever width, and

## Caractéristiques du projet

### Région

Canton du Valais, autoroute du Rhône (A9)

### Destination du viaduc

Viaduc autoroutier double, franchissant le Rhône à l'est de la ville de Sierre sur une longueur de 720 m

### Maître de l'ouvrage

Le Canton du Valais, sous la surveillance de l'Office fédéral des routes

### Projet et direction locale

Team de projet pour le viaduc de l'Île Falcon:

- SD Ingénierie Dénériaz & Pralong Sion SA (pilote)
- Bureau d'Ingénieurs SA, Sierre
- M. + S. Andenmatten SA, Sion
- Vincent Mangeat SA, Nyon

Avec le concours des experts suivants:

- R. Favre, professeur, IBAP – EPFL, Lausanne (pilote)
- De Cérenville Géotechnique SA, Ecublens VD
- ESM Charif & Mivelaz, St-Sulpice VD

### Exécution des travaux

Construction:

- Ambrosetti SA, Genève
- Zschokke SA, Sion

Principaux sous-traitants et fournisseurs:

- Freyssinet SA      poussage cadencé, précontrainte longitudinale, appuis précontrainte transversale
- VSL SA
- Praz & Cie, Sierre      béton
- STUAG SA      étanchéité

### Caractéristiques techniques

Spécifications générales:

- longueur totale      720,785 m
- longueur des plus grandes travées      73,00 m
- largeur minimale des tabliers      13,15 m
- surface des 2 tabliers      18 500 m<sup>2</sup>
- diamètre des piles      5 m

Principales quantités:

- béton      21 600 m<sup>3</sup>
- acier d'armature      3 250 t
- acier de précontrainte      650 t
- coût total      27,5 Mio CHF
- coût par m<sup>2</sup>      1 490 CHF/m<sup>2</sup>

### Caractéristiques remarquables

Poussage cadencé dans une géométrie très complexe

- travées variables de 27 m à 73 m
- épaisseur de 2.15 m à 3.70 m
- largeur de la dalle supérieure variable de 13.15 m à 16.45 m
- géométrie en clothoïde en plan et dans un raccordement vertical en élévation

## Project data

### Region

Canton of Valais, Rhône highway (A9)

### Destination of the bridge

Double highway viaduct, 720 m long, crossing the Rhône river east of the town of Sierre

### Owner

Canton of Valais under the supervision of the Swiss Federal Road Authority

### Project and site management

Project team for the Ile Falcon bridge:

- SD Ingénierie Dénériaz & Pralong Sion SA (head)
- Bureau d'Ingénieurs SA, Sierre
- M. + S. Andenmatten SA, Sion
- Vincent Mangeat SA, Nyon

With the co-operation of following experts:

- R. Favre, professor, IBAP – EPFL, Lausanne (head)
- De Cérenville Géotechnique SA, Ecublens
- ESM Charif & Mivelaz, St-Sulpice VD

### Works execution

Contractors:

- Ambrosetti SA, Genève
- Zschokke SA, Sion

Main subcontractors and suppliers:

- Freyssinet SA incremental launching, longitudinal prestressing, bearings
- VSL SA transverse prestressing
- Praz & Cie, Sierre concrete supplier
- STUAG SA waterproofing

### Characteristic data

General specifications:

- total length 720.785 m
- max. span 73.00 m
- min. width of the top slabs 13.15 m
- surface of both top slabs 18,500 m<sup>2</sup>
- diameter of the piers 5 m

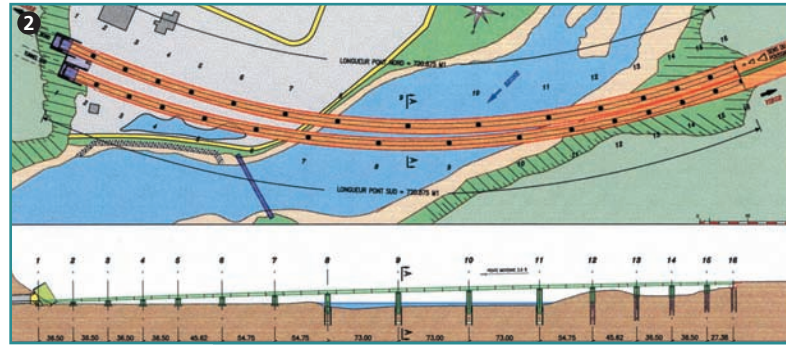
Principal quantities:

- concrete 21,600 m<sup>3</sup>
- ordinary reinforcement 3250 t
- prestressing steel 650 t
- total costs 27.5 Mio CHF
- costs per m<sup>2</sup> 1490 CHF/m<sup>2</sup>

### Remarkable characteristics

Incremental launching with very complex geometry:

- variable spans from 27 to 73 m
- variable depth from 2.15 to 3.70 m
- variable top slab width from 13.15 to 16.45 m
- clothoidal (spiral) horizontal and circular vertical roadline



Plan et coupe longitudinale  
Plan view and elevation

apparaître des variations longitudinales dans la largeur de la dalle supérieure, la largeur du porte-à-faux et l'épaisseur du caisson. La dalle supérieure doit en outre supporter une voie d'autoroute supplémentaire à l'une des extrémités du viaduc. La complexité géométrique est inhabituelle pour un poussage cadencé et a demandé un niveau exceptionnel d'attention durant les phases de planification et de construction.

## Caractéristiques du projet

La superstructure est composée de deux caissons de béton précontraint de 15 travées. La portée des travées augmente progressivement de 27,4 m aux extrémités à 73 m dans la portion centrale au-dessus du fleuve (figure 2). La hauteur des caissons passe de 2,15 m aux extrémités jusqu'à un maximum de 3,70 m au milieu du via-

the girder depth. The top slab has also to accommodate an additional highway lane at one end of the bridge. The geometrical complexity is atypical for incremental launching and demanded an exceptional level of attention at the design and construction stages.

## Design data

The superstructure consists of two prestressed concrete box girders with 15 spans. The span length increases progressively from 27.4 m at the abutments to 73 m in the central portion over the river (figure 2). The girder depth increases from 2.15 m at the abutments to a maximum of 3.70 m in the middle of the bridge. A typical cross section is shown in figure 6. The girders are supported by short circular piers with a diameter of 5 m, i.e. the same as the girder width. The wide circular hollow piers are hydraulically favourable

Vue générale du chantier pendant le poussage du pont nord.  
General view during execution of the north bridge.



duc. La figure 6 en montre une coupe transversale typique. Les caissons sont soutenus par des piles ayant un diamètre identique à la largeur des caissons, soit 5 m. Les larges piles creuses circulaires sont favorables hydrauliquement et facilitent la stabilité latérale du caisson incurvé lors du poussage et en phase de service. De plus, ces piles renforcent l'impression générale de force et d'unité du viaduc. Le viaduc est pourvu de joints de dilatation des deux côtés; en outre, il est stabilisé dans le sens longitudinal par des appuis fixés sur la pile centrale.

### Précontrainte

La précontrainte transversale de la dalle supérieure équilibre les charges permanentes de toutes les sections. La précontrainte longitudinale est formée d'un jeu de câbles mis sous tension avant le poussage et de câbles additionnels mis en place une fois le viaduc poussé dans sa position finale. La précontrainte centrée de poussage se compose de câbles linéaires situés dans les poutres principales, ce qui permet une compression uniforme dans les sections. Ce niveau de compression va de 1,8 MPa dans les sections les plus petites à plus de 4 MPa dans les sections les plus grandes. Le poussage cadencé est prévu de telle manière que la valeur des contraintes de traction

n'excède pas 1 MPa en n'importe quel point de n'importe quelle section pendant le poussage, sous l'effet du poids propre et d'une surcharge au stade de construction de 1 kN/m<sup>2</sup>. Selon la vérification effectuée, les contraintes de traction n'excèdent pas 3 MPa une fois ajoutées les tolérances de poussage.

La précontrainte additionnelle se compose de câbles paraboliques placés dans la section du caisson. Elle est destinée à limiter les déformations à long terme à 100 mm. Le taux de compensation des déformations permanentes  $\beta$  est d'env. 55%, ce qui représente une valeur raisonnable pour les ponts construits par poussage cadencé. La faible valeur de  $\beta$  comparée à celle des ponts construits avec d'autres méthodes ( $\beta = 0,8$  à 1,0) est due à la compression élevée induite par la construction en poussage cadencé. Pour le viaduc de l'île Falcon, la compression calculée à long terme atteint 1,5 MPa sous l'effet des charges permanentes. Ce haut degré de compression permanente devrait limiter l'apparition de fissures qui auraient pu se former durant le poussage.

### Construction de la superstructure en poussage cadencé

Des piles provisoires ont été prévues dans toutes les travées  $\geq$

*and provide lateral stability to the curved girder during launching and service. They also enhance the bridge's overall appearance of strength and unity. The bridge has expansion joints at both abutments and is stabilised in the longitudinal direction by fixed bearings at the middle pier.*

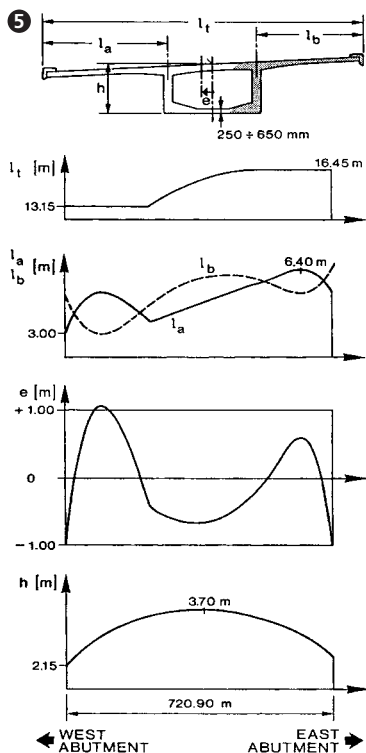
### Prestressing

*The transverse prestressing of the top slab balances the permanent loads in all sections. The longitudinal prestressing consists of a set of cables tensioned prior to launching, augmented by cables installed once the bridge has been launched in its final position. The centroidal launching prestressing, consisting of linear cables located in the top and bottom slabs, creates a uniform state of compression in the sections. This compression ranges from 1.8 MPa in the deeper sections to over 4 MPa in the shallower sections. The launching prestressing is designed such that the tensile stress would not exceed 1 MPa in any point of any section during launching under its self-weight and a nominal construction load (1 kN/m<sup>2</sup>). It was verified that the tensile stresses do not exceed 3 MPa when the effects of launching tolerances are added.*

*The post-launching prestressing consists of parabolic cables placed in the girder webs. It is designed*

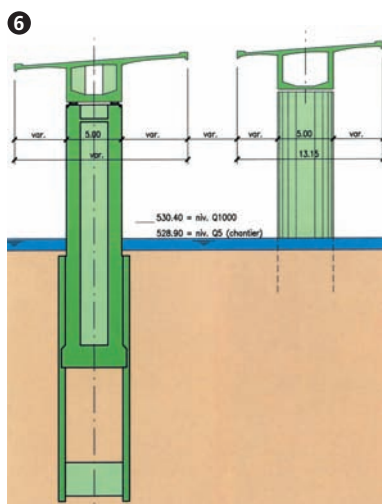
Piles provisoires et définitives du pont nord.  
*Temporary and permanent piers of the north bridge.*





Paramètres géométriques principaux du pont nord.

Main geometrical parameters of the north bridge girder.



Coupe transversale variable.  
Example of the variable cross section.

45,62 m (figure 4). Le degré d'élan-  
cement des caissons est exception-  
nellement élevé ( $3,70 \text{ m}/22,8 \text{ m} =$   
 $0,162$ ) lorsque les sections les plus  
hautes des caissons sont situées  
dans les travées temporairement  
les plus courtes. A cause de ce de-  
gré d'élan-  
gement, le caisson était  
particulièrement sensible aux dif-  
férences entre les positions théo-  
riques et réelles des appuis de glis-  
sement par rapport à l'intrados de  
la construction. Les réactions verti-  
cales ont été mesurées par des cel-  
lules et comparées avec les valeurs  
calculées. Les différences excessives  
ont été éliminées par addition ou  
soustraction de plaques métalliques  
de compensation placées dans l'inter-  
face entre les appuis de glissement  
et le caisson. La construction par  
poussage cadencé a été exécutée en  
41 étapes hebdomadaires (38 étapes  
complètes et trois demi-étapes). Les  
travées ont été construites selon  
un module 9,125 m, et chaque  
module de construction par poussa-  
ge cadencé mesurait 18,25 m de  
long.

to limit long-term midspan deflec-  
tions to a maximum of 100 mm.  
The degree of compensation for the  
permanent load deflections  $\beta$  is  
about 55%, which is a reasonable  
value for an incrementally  
launched bridge. The low value of  
 $\beta$  compared with that for bridges  
built by other construction meth-  
ods ( $\beta = 0.8$  to  $1.0$ ) is due to the  
important compression induced by  
the launching prestressing. At the  
Ile Falcon bridge, the calculated  
long-term stresses exceed 1.5 MPa  
of compression under permanent  
loads. This high level of permanent  
compression should limit the  
opening of cracks, which are likely  
to form during launching.

### Launching of the superstructure

Temporary piers were adopted  
in all spans  $\geq 45.62 \text{ m}$  (figure 4).  
The girder's effective slenderness  
ratio is exceptionally high ( $3.70 \text{ m}/$   
 $22.8 \text{ m} = 0.162$ ) when the deeper  
portions of the girder are located  
in the shorter temporary spans. Be-  
cause of this slenderness, the  
girder was particularly sensitive to  
differences between the theoretic-  
al and actual positions of the  
launching saddles and intrados.  
The vertical reactions were meas-  
ured by means of load cells and  
compared with calculated values.  
Excessive differences were elimi-  
nated by addition or removal of  
stainless steel plates at the sliding  
interface of the launching saddles  
and girder. The launching required  
41 weekly launching stages (38  
full and three half stages). The  
spans were built on a 9.125 m  
module, and a full launching stage  
was 18.25 m long.

#### Auteurs/Authors

Renaud Favre  
Prof. hon., ing. civil dipl. EPF  
ch. de la Guergoulaz 1, CH-1162 St-Prex  
r.cl.favre@bluewin.ch

#### Claude Pralong

ing. civil dipl. EPF  
SD Ingénierie Dénériaz & Pralong Sion SA  
Rue de Lausanne 15, CH-1950 Sion  
c.pralong@sdingenierie.com

#### Références/References

- C. Pralong; Le poussage cadencé, Ingénieurs et architectes suisses IAS no. 22, 21st Oct. 1998, pp. 382–387  
R. Favre, M. Badoux, O. Burdet, P. Laurencet; Design of a Curved Incrementally Launched Bridge, Structural Engineering International SEI vol. 9, no. 2, May 1999, pp. 128–132.  
R. Favre, M. Badoux, O. Burdet, P. Laurencet; Incremental Launching of the Ile Falcon Bridge, ACI, Concrete International, Febr. 1999, pp. 47–51.  
C. Pralong; Viadukt «Ile Falcon» bei Sierre, Schweizer Ingenieur und Architekt SI + A, no. 45, Nov. 1999, pp. 982–986

Roland Beylouné



Vue aérienne de l'ouvrage.  
Aerial view of the bridge.

(Foto Jean Jecker)

### Les viaducs des Vaux

Les Viaducs des Vaux (figure 1) sont situés sur la commune d'Yvonand (VD), au droit de la cumulée km 102 de l'autoroute A1, Lausanne-Berne. Le projet est le résultat d'un concours d'ingénieurs sur invitation [1], organisé par le maître de l'ouvrage en 1994. Ouvert en août 1996, le chantier du gros œuvre a duré trois ans et demi.

### Caractéristiques générales

Long de 945 m, l'ouvrage passe à 106 m de hauteur au-dessus du vallon des Vaux, dont il porte le nom. Il enjambe aussi celui de Valleires à une hauteur d'environ 55 m. Les tabliers affectés à chaque direction de circulation sont séparés de 40 cm et ont 2 fois 13,46 m de largeur.

Au droit des viaducs, le tracé de l'autoroute suit deux cercles opposés de 1000 m de rayon, raccordés entre eux par une première

clothoïde en S de 405 m de long, et par une seconde sur les derniers 109 m. Le profil en long est un rayon vertical de 42000 m sur deux tiers de l'ouvrage côté Lausanne. Il est raccordé à une pente constante de 2,1% sur la partie restante côté Berne et le dévers varie de -6 à +6% (figure 2).

Dans la zone des deux vallons, en particulier celui des Vaux, la topographie des lieux est très abrupte. La traversée du ravin de Valleires et de la route cantonale, qui lui est parallèle, emprunte un biais d'environ 45°. La géologie du site est caractérisée par la présence d'une molasse de bonne qualité à des profondeurs variant entre 3 et 12 m.

### Conception du projet

L'implantation des piles a été guidée par les contraintes topographiques et géologiques. Les piles 11 et 12 ont été insérées dans le replat du fond du vallon des Vaux,

### Caractéristiques du projet

**Maître de l'ouvrage**  
Etat de Vaud, Département des infrastructures

**Auteurs du projet**  
Realini + Bader & Associés, Ingénieurs-Conseils SA, Lausanne, pilote  
Giacomini & Jolliet, Ingénieurs civils & Associés SA, Lutry

**Géotechnicien**  
Karakas & Français SA, Lausanne

**Géologue**  
J. Norbert, Géologues Conseils SA, Lausanne

**Entreprises**  
Induni et Cie. (béton)  
Zwahlen & Mayr (acier)

**Précontrainte**  
VSL (Suisse) SA, Penthaz

### The viaducts of Vaux

The viaducts of Vaux (figure 1) are located in the commune of Yvonand (VD), on the right of the kilometre post 102 on the A1 motorway Lausanne-Bern. The project is the result of an engineering competition organised by invitation [1] by the owner in 1994. The building of this major construction started in August 1996 and took three and a half years.

### General characteristics

The Vaux viaduct is 945 m in length and reaches a height of 106 m above the small valley of Vaux, from which it takes its name. It also spans the Valleires at a height of approximately 55 m. The deck slabs in both carriageways are 40 cm thick, each having a width of 13.46 m.

The horizontal alignment of the motorway consists of two opposing circular arcs of 1000 m radius, connected between them by one S clothoid 405 m in length, and by a second on the last 109 m. On two thirds of the structure on the Lausanne side the longitudinal profile has a vertical radius of 42000 m. There is a constant gradient of 2.1% on the other side toward Bern, and the variation is -6 to +6% (figure 2).

In the region of the two valleys, particularly that of Vaux, the topography is very steep. The crossing of the ravine of Valleires and

## Project data

**Owner**  
Canton of Vaud, Roads and Highways  
Department

**Project engineers**  
Realini + Bader & Associés,  
Ingénieurs-Conseils SA, Lausanne, pilot  
Giacomini & Jolliet, ingénieurs civils  
& Associés SA, Lutry

**Geotechnician**  
Karakas & Français SA, Lausanne

**Geologist**  
J. Norbert, Geologists  
Conseils SA, Lausanne

**Contractor**  
Induni et Cie. (concrete)  
Zwahlen & Mayr (steel)

**Post-tensioning**  
VSL (Schweiz) Ltd., Penthaz

qui offre des conditions de stabilité et de réalisation favorables. La position des autres piles évite les flans de ce vallon pour rechercher une intégration en relation avec celui de Valleires. Ce choix aboutit à deux portées de 130 m au-dessus du vallon des Vaux et des portées de 56 et 62 m pour le reste de l'ouvrage, soit un total de quinze travées pour la chaussée Jura. Le viaduc Alpes présente des portées légèrement différentes côté Lausanne et comporte une travée en moins côté Berne.

## Fondations

Toutes les fondations sont assises sur la molasse burdigalienne saine, constituée de grès mi-dur à dur avec un taux de fracturation variable. Les piles 8, 9, 14 et les culées Berne profitent de la faible profondeur de cette molasse et sont fondées par l'intermédiaire d'une semelle à environ 3 m de profondeur. Les autres piles sont fondées chacune sur deux puits de profondeur variable en fonction de la situation et de la fracturation de la molasse. Ils présentent un diamètre de 2,80m pour les piles 11 et 12 et de 2,20m pour les autres. Selon le cas, une patte d'éléphant (évasement du pied) est réalisée en fond de puits. Les deux puits sont reliés entre eux par une longrine recevant la pile, puits et longrine formant un cadre appuyé de manière élastique.

the parallel cantonal road has a skew of approximately 45°. The geology of the site is characterised by the presence of a Molasse of good quality to depths varying between 3 and 12 m.

## Design of the project

The location of the supports was directed by topographic and geological constraints. Piers 11 and 12 were inserted in the projecting ledge of the bottom of the small valley of Vaux, which is stable and offers favourable conditions for execution. The position of the other piers avoids the gorge in this small valley and integrates with respect to those in the valley of Valleires. This choice leads to two spans of 130 m above the small valley of Vaux and of spans of 56 and 62 m for the remainder of the structure, making a total of fifteen spans for the Jura viaduct. The Alps viaduct has slightly differing spans on the Lausanne side and with fewer spans on the Bern side.

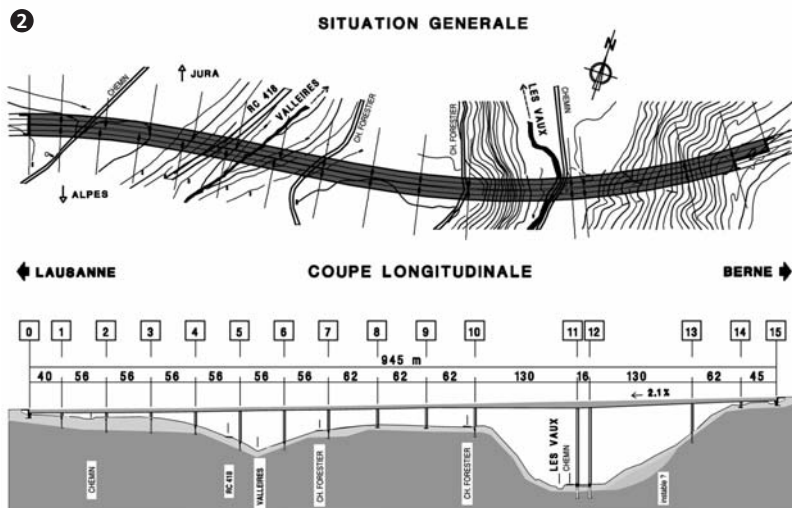
## Foundations

All the foundations are sitting on the solid burdigalienne Molasse, made up from medium to hard sandstone with a variable fracturing rate. The piers 8, 9, 14 and the Bern abutments benefit from the shallow depth of this Molasse and are founded on an intermediary bedrock of approximately 3 m of depth. The other piers are found-

ded on two shafts of variable depth according to the situation and the fracturing of the Molasse. They have a diameter of 2.80 m for piers 11 and 12 and of 2.20 m for the rest. Depending on the situation, an elephant's leg (tapering out to the foot) is formed at the shaft bottom. The two shafts are connected by a longitudinal beam that accommodates the piers, shaft and a longitudinal beam. This forms an elastically supported framework.

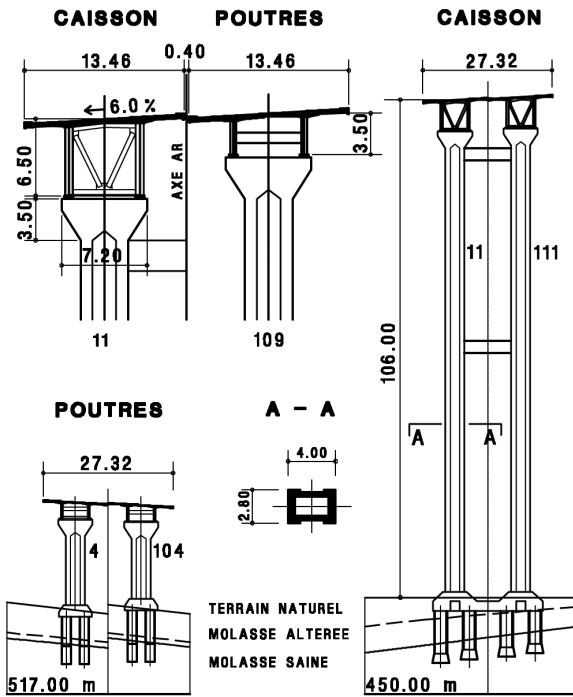
## Piers

The distribution of the pier heights over the length of the structure favours the design of a floating bridge with expansion joints only at the abutments. The zero-movement point zone is near pier 8. Thus, the structure is continuous with the piers 5 to 13, being equipped with fixed supports, to the other piers and the abutments, which are equipped with movable supports. The typical piers are of uniform cross section, constant in height, rectangular and hollow with dimensions 4.00 x 2.20 m, with the cross sectional dimensions increasing to 4.00 x 2.80 m for piers 11 and 12. The thickness of the walls varies from 35 to 60 cm. The head of the pier widens out to a 7.20 m broad hammerhead. Depending on the situation, it is either solid or hollow (figure 3).



Situation générale et profil en long.  
Plan view and longitudinal section.

3 Coupes-transversales sur pile.  
Cross-sections of piers.



### Piles

La distribution des hauteurs de pile sur la longueur de l'ouvrage est assez favorable à la conception d'un pont flottant ne comportant des joints de dilatation qu'au droit des culées. La zone du point du mouvement nul se situe à proximité de la pile 8. Ainsi, l'ouvrage est continu avec les piles 5 à 13 qui sont équipées d'appuis fixes, les autres piles et les culées étant équipées d'appuis mobiles.

Les piles courantes sont de section uniforme, constante sur la hauteur, rectangulaire et évidée de 4,00 x 2,20 m, section qui passe à 4,00 x 2,80 m pour les piles 11 et 12. L'épaisseur des parois varie de 35 à 60 cm. La tête de pile s'évase en marteau de 7,20m de large. Selon le cas, elle est pleine ou évidée (figure 3).

Les piles doubles situées dans le vallon des Vaux ont une hauteur d'environ 98m. Celles en vis-à-vis des deux tabliers sont liées entre elles transversalement en tête et à mi-hauteur, par une entretoise précontrainte, et leur longrine est commune. Ces dispositions permettent de créer un cadre transversal présentant une meilleure

rigidité pour la reprise des forces horizontales et assurant la stabilité latérale des deux ponts.

Les piles ont été exécutées à l'aide de coffrages grimpants par étapes de 4 m de hauteur. Les piles 11 et 12 permettent la fixation de la grue et de l'ascenseur de chantier, grâce à la présence des entretoises transversales et de contreventements longitudinaux provisoires métalliques qui sont restés actifs jusqu'à la fin de l'exécution du tablier. Quant aux éléments 5, 6 et 13, ils ont été stabilisés longitudinalement, pendant la construction, par un haubannage provisoire ancré dans les fondations des piles adjacentes.

### Superstructure

La solution retenue pour la superstructure est un tablier mixte acier-béton, en caisson de hauteur variable dans la zone du vallon des Vaux, sur une longueur de 310 m, et bipoutre de hauteur constante pour le reste de l'ouvrage (figure 4).

#### Tablier caisson

Il couvre les deux travées de 130 m et 17 m sur chacune des travées adjacentes. Le caisson métallique, à âmes verticales, présente une hauteur qui varie linéairement de 6,0 m au droit des piles hautes, à 3,8 m à proximité des piles 10 et 13. Sa largeur est constante et égale à 6,0 m. Les semelles supérieures et inférieures comportent chacune deux ou quatre raidisseurs longitudinaux, selon la rigidité de la semelle. Les âmes sont chacune équipées de deux raidisseurs longitudinaux situés respectivement à 1 m des arêtes supérieures et inférieures. Ces raidisseurs ont une forme de caisson trapézoïdal et sont réalisés par pliage. Les raidisseurs transversaux sont équidistants de 4,3 m, et un entretoisement, en forme de V similaire à celui des entretoises d'appui, est réalisé tous les 13 m. Les épaisseurs des âmes sont légèrement plus élevées dans leur partie inférieure, puisqu'elles sont dimensionnées à l'introduction de la réaction de lancement.

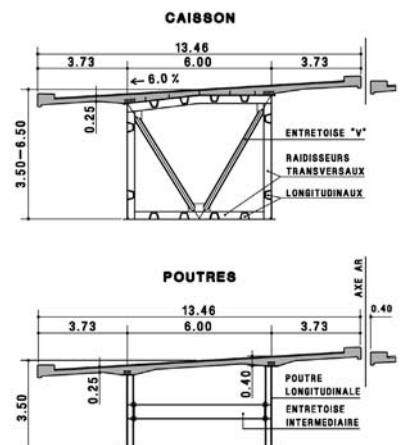
The double piers located in the valley of Vaux have a height of approximately 98m. Those opposite the two carriageways are joined transversely at the head and at mid-height by a prestressed cross-beam and a common longitudinal beam. These provisions make it possible to create a transverse framework having a better rigidity for containing the horizontal forces and ensuring the transverse stability of the two viaducts.

The piers were constructed in 4 m elevation stages using climbing formwork. Piers 11 and 12 allow the crane and building site elevator to be fixed, thanks to the presence of the transverse spacers and of metal provisional longitudinal braces, which remained active until the end of the carriageway execution. Elements 5, 6 and 13 were stabilised longitudinally during construction by a provisional stay anchored in the adjacent pier foundations.

### Superstructure

The solution adopted for the superstructure is a composite steel-concrete carriageway, with a box girder of variable height in the region of the Vaux valley over a length of 310m, and an open twin-girder with constant height for the remainder of the superstructure (figure 4).

4 Coupes-transversales en travée.  
Cross-sections of the long and approach spans.





### Tablier bipoutre

Les deux poutres d'un tablier sont distantes de 6 m, soit la largeur du caisson. Elles ont une hauteur moyenne de 3 m pour les travées de 62 m et de 2,70 m pour les travées de 56 m.

Compte tenu du dévers, ces hauteurs peuvent varier de  $\pm 18$  cm, la face inférieure des deux poutres étant à un même niveau. Les entretoises courantes, équidistantes de 7 m, sont composées d'une traverse IPE 600 et de montants HEAT 500. Les entretoises sur pile sont des composés-soudés de 850 mm de hauteur. Un contreventement horizontal provisoire assure la stabilité des deux poutres en phase de lancement et de bétonnage de la dalle de roulement.

Le tablier bipoutre est équipé d'une passerelle de visite servant simultanément de support à l'équipement électrique.

### Dalle de roulement

Similaire pour le tablier caisson et le tablier bipoutre, la dalle de roulement est précontrainte transversalement par des câbles à quatre torons, à gaine plate, équidistants de 1 m. Elle est aussi uniformément précontrainte longitudinalement, avant liaison avec la charpente métallique, pour permettre le retrait du béton frais et le développement d'une partie du fluage et du retrait. Cette option devrait assurer une meilleure durabilité de l'ouvrage.

Pour permettre le mouvement relatif entre la dalle de roulement et les poutres métalliques, il est prévu d'enduire la semelle supérieure de ces dernières d'une huile Molykote. Les goujons de liaison trouvent place dans des caissettes équidistantes de 1 m, qui seront bétonnées un mois après le bétonnage de la dalle.

## Principes d'exécution

### Charpente métallique

Le tablier métallique (figure 5) a été fabriqué en atelier, en acier FeE 355 patinable, par éléments de 15 à 32 m de longueur. Le caisson métallique est partagé longi-

### Box girder

*It covers two spans of 130 m and 17 m on each adjacent span. The steel box, with vertical webs, has a height that varies linearly from 6.0 m the high piers to 3.8 m near piers 10 and 13. Its width is constant at 6.0 m. The upper and lower flanges have each either two or four longitudinal stiffeners, depending on the rigidity of the flanges. Each web is equipped with two longitudinal stiffeners located at 1 m from the upper and lower edges respectively. These stiffeners have a trapezoidal box shape and are produced by folding. The transverse stiffeners are 4.3 m equidistant, and a bracing, in the shape of V similar to that of the support spacers, is carried out all 13 m. The webs are slightly thicker in their lower part, since they are dimensioned taking the reaction of launching into account.*

### Open twin girder

*The open twin girder of a carriageway is equal in width to the box, i.e. 6 m. They have an average height of 3 m for the spans of 62 m and 2.70 m for the spans of 56 m. Taking into account the slope, these heights can vary to  $\pm 18$  cm, the lower face of the two beams being on the same level. The typical cross-beams at 7 m distance are made up of a IPE 600 beam and of HEAT 500 vertical stiffeners.*

*The cross-beams on the piers are 850 mm high welded elements. A provisional horizontal strut ensures the stability of the two main beams in the launching phase and during the concreting of the deck slab.*

*The open twin girder carriageway is equipped with a service footbridge used simultaneously as an electric component support.*

### Deck slab

*For both the box girder and the open twin girder carriageway, the deck slab is prestressed transversely by tendons with four strands, with a flat duct, equidistant at 1.0 m. It is also uniformly prestressed longitudinally, before*



Vue aérienne de l'ouvrage durant l'opération de mise en place du tablier métallique.

Aerial view of the structure during launching of the steel superstructure. (Foto Jean Jecker)

connection with the steel structure, to allow the shrinking of the freshly mixed concrete and the partial development of creep and shrinkage. This option should ensure a better durability of the structure.

In order to permit relative movement between the deck slab and the metal beams, the upper flange was coated with Molykote oil. The connection studs are located in the boxes equidistantly at 1 m. The latter were concreted one month after the concreting of the deck slab.

tudinalement en deux moitiés, la liaison se faisant au milieu des semelles supérieure et inférieure. Il a été prévu de retenir les plus grandes longueurs possibles pour limiter les soudures transversales de montage. La zone caisson, d'une longueur d'environ 430 m, a été assemblée derrière la culée Berne et lancée, par étapes, à l'aide d'un avant-bec de 35 m de long et d'un équipement hydraulique de poussage situé à l'axe 14. La forme de la face inférieure (hauteur variable) a nécessité un dispositif d'appui à hauteur variable (0 à 4,40 m) situé à l'axe 15. Des guidages latéraux assurent le tablier dans les différentes phases de lancement.

La mise en place du tablier métallique dans la zone des grandes portées est certainement l'opération la plus spectaculaire et délicate de la réalisation de ce viaduc. Un porte-à-faux maximal de 130 m était atteint à chaque passage d'une grande travée (figure 6).

Outre l'introduction des réactions dans les âmes sans raidisseur, qui a fait l'objet d'une attention particulière, plusieurs paramètres influencent simultanément les sollicitations globales et locales en phase de lancement:

- la longueur et le poids des éléments lancés, variables au fur et à mesure de leur assemblage
- le déplacement et le changement des appuis actifs durant l'avancement
- la géométrie du tablier – qui correspond à un cercle et une clothoïde en plan –, une hauteur variable en élévation, des contre-flèches significatives et les tolérances d'exécution
- la très grande rigidité à la torsion du caisson, cause d'une grande sensibilité sur la répartition de la réaction entre les deux appuis d'une même pile
- l'action du vent qui, à une hauteur de plus de 100 m et sur un porte-à-faux de 130 m, aurait été trop déterminante pour le dimensionnement du caisson métallique
- la position et la direction des forces de poussage et de retenue

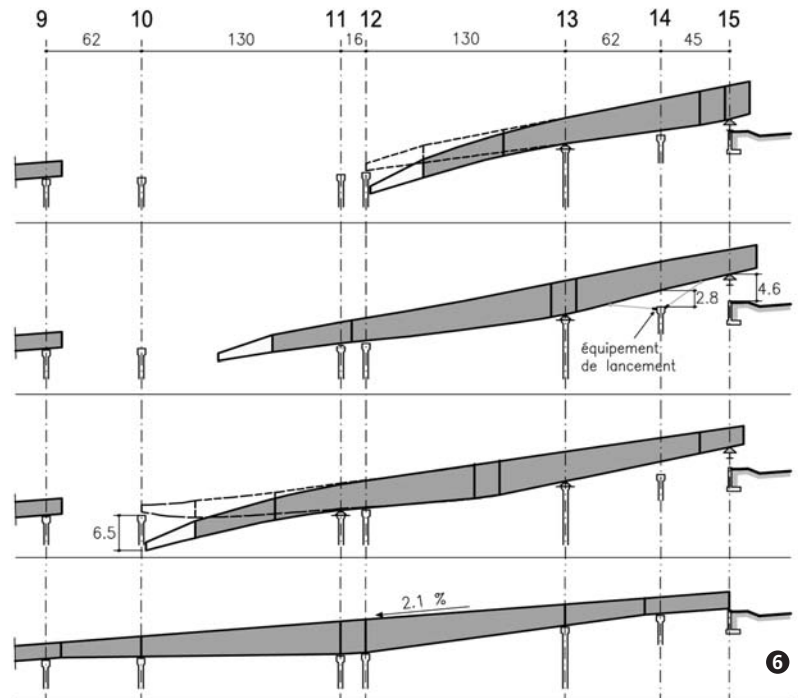


Schéma de lancement du tablier métallique dans la zone des grandes portées. Stages of bridge launching.

- une action thermique inhabituelle: le gradient thermique d'axe vertical.

Mis à part un calcul très détaillé des sollicitations, des déformations et des sécurités de stabilité, les dispositions suivantes ont été prises en accord avec le maître de l'ouvrage:

- mesures des forces de poussée et de retenue en continu
- mesures en temps réel des réactions de chaque appareil d'appui pris séparément et comparaison avec les valeurs prévues; cette opération a été réalisée par l'ICOM (Institut de la construction métallique de l'EPFL): lorsque les tolérances admises étaient dépassées, un calage par vérinage de l'appui concerné était réalisé
- mesures des contraintes et des déformations de l'âme dans des sections déterminantes, aussi par l'ICOM
- prévisions météorologiques spécifiques pour les jours de lancement qui ont permis de réduire fortement les actions du vent considérées dans le dimensionnement; à noter que le lancement des derniers 50 m des grandes travées était exécuté en un seul jour, y compris le rele-

### Principles for execution Steel frame

The steel deck (figure 5) was constructed in the workshop in elements from 15 to 32 m length from weathering steel FeE 355. The steel box is divided longitudinally in two halves, the connection being made in the middle of the upper and lower flanges. It was planned to retain the maximum possible lengths to limit the transverse assembly welding. The box, approximately 430 m long, was assembled behind the Bern abutment and was launched by stages, using a 35-m-long launching nose and with hydraulic launching equipment located at axis 14. The shape of the lower flange (variable height) required a supporting device of variable height (0 to 4.40 m) located at axis 15. Lateral guides provide support for the box in the various phases of launching.

The launching of the steel box girder at the main spans is certainly the most spectacular and delicate operation of the realisation of this viaduct. A maximum cantilever of 130 m was reached with each launching of the main spans (figure 6).

vage et la fixation sur la pile d'arrivéel.

Pour la zone bipoutre, les travées 7 à 9 et 0 à 3 ont été montées à l'aide d'engins de levage, alors que les travées 3 à 7 étaient lancées dans la direction Lausanne–Berne pour enjamber le vallon de Valleires et la route cantonale. Ce bipoutre était équipé d'un avantbec de 14 m de long. Des traverses situées en tête des piles permettent de compenser les écarts entre la géométrie en plan de lancement et celle de l'ouvrage.

### Dalle de roulement

La dalle a été exécutée à l'aide d'un chariot prenant appui sur le tablier métallique et permettant de réaliser des étapes jusqu'à 31 m de long, soit une longueur égale à la moitié des travées de 62 m. L'ordre d'exécution allait de Lausanne en direction de Berne pour chacun des tabliers successivement, les étapes sur appui étant à cheval sur deux travées dans la zone bipoutre. Le nombre d'étapes dans les grandes travées est imposé par les capacités du chariot.

Cet avancement séquentiel a permis de coupler la précontrainte longitudinale à raison d'un tiers par étape, mais au prix d'un décollement de la charpente au droit des axes 12 et 14. Un dispositif adéquat assurait la stabilité latérale du tablier durant ces phases.

Les bordures ont été réalisées après liaison de la dalle de roulement à la charpente métallique.

#### Auteur/Author

Roland Beylouné  
ing. civil dipl. EPF  
Realini + Bader & Associés  
ch. des Croisettes 26  
CH-1066 Epalinges

#### Références/References

Ingénieurs et Architectes Suisses (IAS), 2001, pp. 107-110

[1] IAS n° 17/1995; pp. 318–25, Viaduc des Vaux, N1 Lausanne–Berne – Résultats du concours sur invitation

*In addition to the introduction of the reactions into the web without stiffeners, which was the subject of detailed research, several parameters simultaneously influence the total and local responses in the launching phase:*

- *the progressive length and the weight of the launched, variable elements with their assembly*
- *the displacement and change of the active supports during launching*
- *the geometry of the superstructure (corresponding to a circle and a clothoid in plan), a variable height in elevation, significant support reactions and tolerances of execution*
- *the very high torsional rigidity of the box, causing a great sensitivity in distribution of the reaction between the two supports of the same pier*
- *the action of the wind which, with a height of more than 100 m and on a cantilever of 130 m, would have been too determinant for the dimensioning of the steel box*
- *the position and direction of pushing and restraining forces*
- *an unusual thermal action: the heat gradient along the vertical axis.*

*Apart from a very detailed calculation of the stresses, deformations and safety of stability, the following provisions were taken in agreement with the owner:*

- *measurements of the continuous pushing and restraining forces*
- *measurements in real time of the reactions of each bearing taken separately and comparison with their envisaged values; this operation was carried out by the ICOM (Institute of steel construction of EPFL): when the allowed tolerances were exceeded, a jacking and shimming was carried out on the support concerned*
- *deformation and stress measurements of the web in determining sections, also by ICOM*
- *specific weather forecasting for the days of launching which*

*made it possible to strongly reduce the actions of the wind considered in dimensioning; to note that the launching of the last 50m of the large spans was carried out in only one day, including raising and fixing on the arrival pier.*

*For the open twin girder zone, spans 7 to 9 and 0 to 3 were assembled using lifting gear, whereas spans 3 to 7 were launched in the direction Lausanne–Bern to span the small valley of Valleires and the cantonal road. This open twin girder was equipped with a 14-m-long launching nose. Cross-girders located at the head of the piers made it possible to compensate for the differences between the geometry in plan of launching and that of the final structure.*

### Deck slab

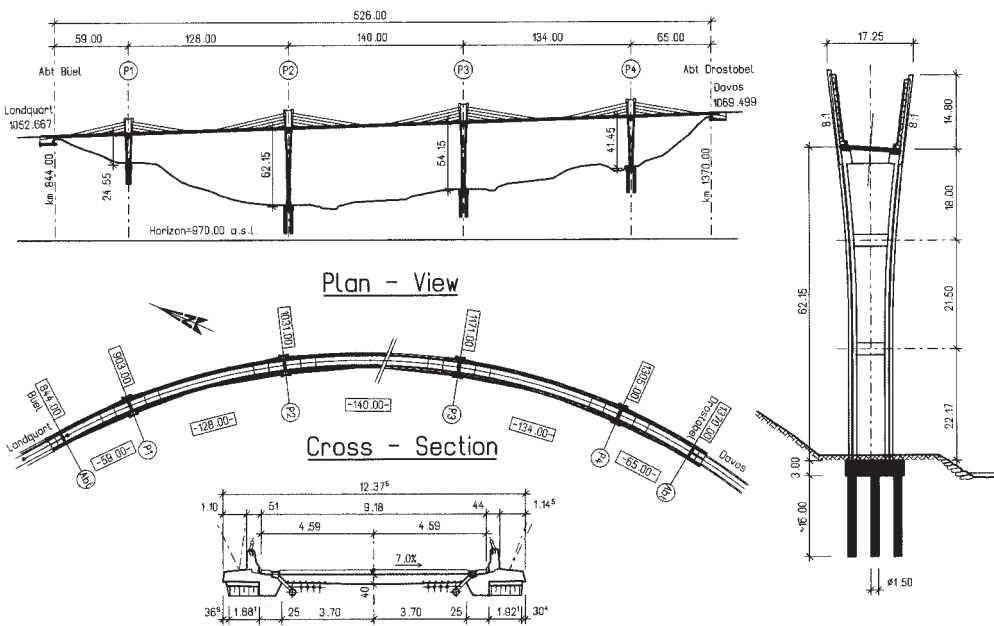
*The deck slab was carried out using a movable scaffold system supported on the steel girder and making it possible to carry out stages of up to 31 m length, i.e. equal to a length of half the 62-m spans.*

*The order of execution was in the direction Lausanne to Bern for each carriageway successively, the support stages spanning two spans in the twin girder zone. The number of stages in the large spans is limited by the capacity of the movable scaffold system.*

*This sequential advance made it possible to couple longitudinal prestressing tendons at a rate of a third per stage, but at the expense of a separation of the steel structure at the axes 12 and 14. An appropriate provision ensured the lateral stability of the superstructure during these phases.*

*The edge beams were carried out after connection of the deck slab to the steel structure.*

Christian Menn



Längsschnitt, Grundriss, Querschnitt.  
Elevation, plan view, cross section.

## Situation

Die stark frequentierte Strasse zum weltbekannten Ferienort Davos erfordert bei Klosters eine aufwendige Umfahrung mit einem 4,5 km langen Tunnel. Unmittelbar vor diesem Tunnel überquert die Umfahrungsstrasse mit der im Grundriss gekrümmten, 526 m langen Sunnibergbrücke in ca. 60 m Höhe über der Landquart das Tal. Wegen der exponierten Lage und der Nähe zum Ferienort Klosters war die Gestaltung und Einfügung der Brücke in ihr Umfeld eine besondere Herausforderung. Als einziges sichtbares Bauwerk der kostspieligen Umfahrung sollte die Sunnibergbrücke einerseits ein aussergewöhnliches, technisches Wahrzeichen sein und sich andererseits mit Rücksicht auf die einheimische Bevölkerung unauffällig in die empfindliche Landschaft einfügen. Vor allem sollte ein massiver, talüberquerender Riegel vermieden werden.

## Konzept und Gestaltung

Wegen der speziellen ästhetischen Anforderungen wurde eine

neuartige, extrem schlanke, mehrfeldrige Schrägkabelbrücke konzipiert (Bild 1). Die 526 m lange Brücke weist vier Pylonen auf, womit die Gesamtlänge in drei grosse Hauptspannweiten und zwei kleine Endspannweiten unterteilt wird. Aus ästhetischen Gründen musste die Höhe der Pylonen, die sich auf relativ hohen Pfeilern befinden, auf ein Minimum reduziert werden, und der Fahrbahnträger wurde so schlank wie möglich ausgebildet, um den Eindruck eines talquerenden Riegels zu vermeiden. Dementsprechend besteht das Tragwerk der mehrfeldrigen Schrägkabelbrücke aus einer flexiblen Fahrbahn und einem steifen Pfeiler-Pylon-System.

Das massgebende Gestaltungskriterium dieses Konzeptes waren die zulässigen Durchbiegungen des Fahrbahnträgers infolge feldweiser Verkehrsbelastung. Neben der Kabeldehnung verursacht die Pfeilerbiegung einen beträchtlichen Teil der Durchbiegung des Fahrbahnträgers. Dieser Anteil lässt sich durch eine räumliche Fixierung des Trägers wesentlich

## Projektdateien

**Bauherrschaft**  
Kanton Graubünden

**Projektleitung**  
Kantonales Tiefbauamt Graubünden  
Brückeningenieur: H. Figi  
Architektonische Beratung:  
Prof. A. Deplazes

**Konzeptioneller Entwurf**  
Prof. Dr. C. Menn

**Projekt und technische Bauleitung**  
Bänziger + Köppel + Brändli + Partner,  
Ingenieure

## General situation

The well-frequented highway to the famous holiday resort Davos requires an expensive bypass including a 4.5 km long tunnel near the town of Klosters. Just before entering this tunnel, the new highway crosses the valley on the curved 526 m long Sunniberg bridge at a height of 60 m above the river Landquart. Due to its prominent location just in the immediate proximity of Klosters the design of the bridge was a challenge in terms of integrating the bridge into its surroundings. As the only major visible engineering structure in a largely rural valley, the Sunniberg bridge should be a remarkable landmark on the one hand; on the other hand, showing consideration for the local population the bridge should fit unobtrusively into the sensitive area and avoid appearing as a dominating bar across the valley.

## Conceptual design

Due to the high demands on the aesthetic aspects of the design, an original cable-stayed bridge concept was developed (figure 1). The 526 m long bridge has four towers providing three large main spans and two smaller end spans. For aesthetic reasons the height of the pylons, situated on the relatively high piers, had to be reduced to a minimum, and to avoid a conspicuous bar across the valley, the design of the roadway girder had to be as slender as possible. Correspondingly, the structural model of the multispan ca-

## Project data

**Owner**  
Canton of Grisons

**Project management**  
Graubünden Highway Administration  
Bridge Engineer: H. Figi  
Arch. Consultant: Prof. A. Deplazes

**Conceptual design**  
Prof. Dr. C. Menn

**Structural design and technical supervision**  
Bänziger + Köppel + Brändli + Partner,  
Consulting engineers

vermindern. Der gekrümmte Träger wurde deshalb an beiden Enden mit den Widerlagern monolithisch, ohne Lager und Dehnfugen verbunden, womit die Längs- und Querverschiebungen des Trägers infolge Verkehrslast fast vollständig blockiert werden. Entsprechend nehmen in den Pfeilern die Biegemomente aus Verkehrslast linear nach unten ab. Die Pfeilerform widerspiegelt diesen Momentenverlauf. Von der Trägerdurchbiegung aus feldweiser Verkehrslast entfallen damit 40% auf die Rotation des Pfeilerkopfes und 60% auf die Kabeldehnung.

Die scheibenförmigen Pylonen beidseits der Fahrbahn ragen 15 m über den Brückenträger hinaus und sind zur Gewährleistung des Lichtraumprofils nach aussen geneigt. Damit werden Überschneidungen von Kabeln und Fahrbahn vermieden, und die Kabel schmiegen sich nahezu tangential an den äusseren Fahrbahnrand an. Die Pfeilerstiele übernehmen auf Fahrbahnhöhe die Neigung der Pylonen und gehen nach unten allmählich in die Vertikale über. Der Abstand der Querträger wurde mit Blick auf eine vernünftige Knicklänge der Pfeilerstiele gewählt. In Längsrichtung der Brücke weisen die Pfeiler eine dem Momentenverlauf aus Verkehrslast entsprechende parabolische Verjüngung auf. Damit bilden Pfeiler und Pylonen eine kelchförmige Einheit, die harmonisch aus dem Wald herauswächst. Der massge-

ble-stayed bridge exhibited a flexible deck and a rigid pier-pylon system.

The governing design criteria of this system was the allowable deflection of the roadway deck due to spanwise live load.

The bending of the piers contribute a considerable portion to the deflection of the deck. This part can be reduced with a spatial stabilisation of the deck. Due to its curvature in plan, the bridge deck can be connected monolithically, without expansion joints, to the abutments at both ends, which provides almost full longitudinal and lateral restraint of the piers at the level of the deck, and implies that bending moments due to partial live loading in the girder decrease linearly down the piers. The form of the piers was chosen to reflect this behaviour. As a result, 40% of the deflection of the deck is caused by the rotation of the tops of the piers and 60% is due to the lengthening of the cables.

The diaphragm-shaped pylons on both sides of the roadway rise 15m above the bridge deck. They are slightly inclined outwards due to clearance requirements of the curved roadway. The piers receive

this inclination and gradually decrease in width from the level of the deck to their base. The spacing of the cross girders corresponds to a reasonable reduction of the buckling length of the pier legs. In the longitudinal direction of the bridge, the piers exhibit a parabolic taper according to the moment diagram due to partial live load. As a result, a three-dimensional calyciform structure is created, and piers and pylons form a consistent structural and formal unit.

The critical cross section connecting the piers and the pylons at the level of the deck resists in the longitudinal direction of the bridge the bending moments due to partial live load, and in the transverse direction, due to the curvature of the roadway, they resist the large transverse moments due to the deviation forces of the stay cables. The large crossbeams immediately beneath the deck transfer the high transverse bending moments of the opposite pylon-diaphragms in differing axial forces in the pier legs.

From the cantilever moments due to live load in the main span 80% are transferred downwards into the piers and 20% are transferred

Blick in Fahrrichtung.  
Drivers view.





Blick von unten.  
View from underneath.

bende Querschnitt befindet sich auf Fahrbahnhöhe in der Verbindung des Pfeilerkopfes mit dem Pylonfuss. Er muss in Längsrichtung die Biegemomente aus feldweiser Verkehrslast und in Querrichtung – wegen der Brückenkürmung – die Querbiegemomente infolge der horizontalen Ablenkkräfte der Schrägkabel aufnehmen. Die starken Querträger unmittelbar unter dem Fahrbahnträger übertragen diese Querbiegemomente in vertikale Normalkräfte in den Pfeilerstielen.

Von den durch feldweise Verkehrslast erzeugten Kragmomenten des von Fahrbahn und Kabeln gebildeten Trägers werden etwa 80% nach unten in die Pfeiler und 20% in die Nachbarspannweite übertragen. Die Vierendeelförmige Ausbildung der Pfeiler mit den beiden Stielen und den Querträgern gewährleistet die erforderliche Pfeilerflexibilität in

Querrichtung im Hinblick auf die horizontalen Querverschiebungen des Fahrbahnträgers infolge Temperaturveränderungen. Eine Temperaturveränderung von 10°C verursacht in Brückenmitte eine Querverschiebung von 48 mm.

Die geologische Untersuchung zeigte, dass der Fels und die Grundmoräne im ganzen Brückenbereich sehr tief liegen. Sie sind mit Hangschutt und Alluvialen überdeckt. Die Brückenwiderlager bestehen aus erdgefüllten Betonkästen auf einer massiven Grundplatte. Sie sind monolithisch mit dem Brückenträger verbunden und gewährleisten eine einwandfreie Stabilisierung der Brücke in Längs- und Querrichtung. Die Foundation der Pfeiler besteht mit Ausnahme des schachtfundierten Pfeilers 1 aus 14 bis 16 m langen Bohrpfeilern von 1,5 m Durchmesser.

Der Brückenträger weist einen 12,1 m breiten Plattenquerschnitt mit Randverstärkungen auf. Die Dicke der Platte variiert zwischen 0,32 m am Rand und 0,40 m in der Mitte. Die Schrägkabel bestehen aus gebündelten Paralleldrähten in mit Fett gefüllten Hartpolyethylen-Hüllrohren. Die Anzahl der verzinkten Drähte mit 7 mm Durchmesser variiert von 125 bis 160 und ist bei maximaler Kabelkraft für eine zulässige Spannung von  $\sigma_{p,adm} = 0,50 f_{tk}$  bemessen. Am Träger sind die beweglichen Kabelanker ausserhalb der Randverstärkungen im Abstand von 6,0 m angeordnet. Die festen Kabelverankerungen an den Pylonen sind durch einbetonierte Baustahlrahmen miteinander verbunden. Weil das Kabelbild infolge der Brückenkürmung viele Überschneidungen aufweist und sich bei der Durchfahrt kontinuierlich ändert, sind die Kabel harfenförmig angeordnet. Die dadurch erzeugte Parallelität der Kabel auf der gesamten Brückenlänge ergibt einen ruhigen und klaren Kabelraum (Bild 2). Der geschwungene und äusserst schlanke Fahrbahnträger widerspiegelt durch Schlantheit und Transpa-

into the adjacent spans. The Vierendeel-shaped form of the piers was necessary in view of the remarkable constraints due to temperature. A difference of 10 centigrade causes a transverse deflection of 48 mm in the middle of the bridge.

Geological analysis showed that the bedrock and the base moraine lie at a great depth. They are covered with rockfall material and alluvial deposits. The abutments consist essentially of earth-filled box structures on a base slab. They are monolithically connected to the bridge deck and provide the longitudinal and lateral stabilisation of the bridge. The foundations of the piers consist, with the exception of the shaft founded pier 1, of 1.50-m-diameter bored piles at depths of 14 to 16 m.

The bridge deck exhibits a 12.10 m wide slab cross section with two edge beams. The slab thickness varies in the transverse direction from 0.32 m to 0.40 m at midspan. The stay cables consist of bundled parallel wires enclosed in hard polyethylene grease-grouted pipes, each with 125 to 160 galvanised wires of 7 mm diameter, designed for the maximum cable forces with a utilisation limit of  $\sigma_{p,adm} = 0.50 f_{tk}$ . The stressing anchors of the stay cables are arranged outside the edge beams with a spacing of 6 m, and the fixed anchors are located inside steel panels in the webs of the pylons cross section. Because of the continually changing views while driving over the bridge, the cables are arranged in a harp pattern, giving as strict and clear a pattern of cables as possible (figure 2).

The bridge represents a clean and consistent unit. The extremely slender and curved deck reflects through slenderness and transparency a high technical efficiency. The shape of the piers visualises the flow of the bending forces, and all cross sections exhibit the same typology with their squat T-beam form. With the simple recesses in cross sections

renz eine hohe technische Effizienz. Die Form der Pfeiler visualisiert den Kraftfluss und alle Tragwerksquerschnitte weisen mit ihren flachen T-Querschnitten eine einheitliche Typologie auf. Mit der Einkerbung in den Pfeilern wurde die Ornamentik auf ein Minimum reduziert (Bild 3).

### Erstellung der Brücke

Die Bauzeit dauerte von Juli 1996 bis Oktober 1998 insgesamt 2,5 Jahre. Für die Herstellung der Brückenplatte wurden Schalwagen mit doppelter, 6 m langer Segmentlänge verwendet. Bei jeder Etappe wurden im vorderen Segment die Randverstärkungen (mit den Kabelverankerungen) und im hinteren Segment die Fahrbahnplatte betoniert. Noch vor dem Vorziehen der Schalwagen um eine Segmentlänge (6 m) wurden im vorderen Segment die Kabel eingezogen, verankert und teilweise vorgespannt. Die Balance der frei stehenden T-Konstruktion wurde fortlaufend kontrolliert. Zur Verbesserung der Stabilität wurden im Abstand von 20 m beidseits der Pfeiler Niederhalte-kabel eingebaut, die vor allem wegen der durch lokale Winböen verursachten gefährlichen Pfeilertorsion in Querrichtung gekreuzt wurden.

### Kosten

Die Totalkosten der Brücke beliefen sich auf ca. 20 Mio CHF oder 4100 CHF pro Quadratmeter nutzbarer Fahrbahnfläche.

The International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE) verlieh der Sunnibergbrücke (Bild 4) am 21. März 2001 anlässlich des IABSE-Symposiums in Malta den «2001 Outstanding Structure Award».



Gesamtansicht der Brücke.  
General view of the bridge.

(Copyright: Bänziger + Köppel + Brändli + Partner)

*of the piers, the ornamentation has been reduced to a minimum (figure 3).*

### Construction of the bridge

*The construction time lasted 2.5 years from July 1996 till October 1998. For the construction of the deck, travellers with a length of two 6 m long segments were used. At each stage concrete was placed in the foremost segment for the edge beams and simultaneously for the central slab area of the previous segment. Before advancing the traveller, the stay cables were introduced, anchored and partially stressed. The balance of the free-standing T-structures were continuously checked. However, in view of longitudinal bending and above all in view of torsion around the vertical axis due to wind loads, crossed tie-down cables were installed in a distance of 20 m on both sides of the towers.*

### Costs

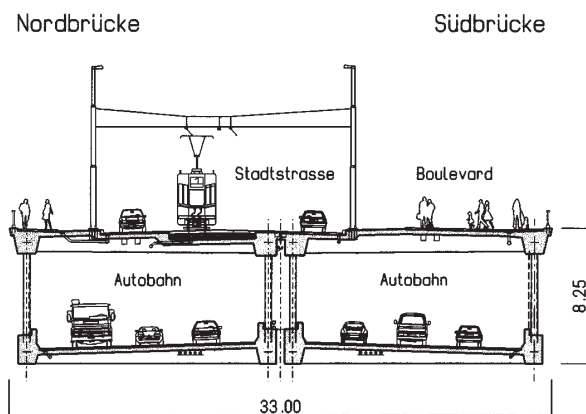
*The total costs of the bridge run up to approximately 20 million francs or 4100 CHF/m<sup>2</sup> of usable roadway surface.*

*The International Association for Bridge and Structural Engineering presented "The 2001 Outstanding Structure Award" to the Sunniberg bridge (figure 4) at the IABSE Award Presentation Ceremony in Malta, on March 21, 2001.*

### Verfasser/Author

Christian Menn  
Prof., Dr. sc. techn., dipl. Bauing. ETH  
Plantaweg 21  
CH-7000 Chur  
cmenn@bluewin.ch

Hans-Gerhard Dauner, Dieter Stucki, Aldo Bacchetta



Querschnitt.  
Cross-section.

### Zusammenfassung

Es werden zwei Verbundbrücken besonderer Art vorgestellt: die Dreirosenbrücke, eine zweistöckige Brücke, bei der die obere Betonfahrbahn mit der unteren über ein Stahlfachwerk im Verbund steht, und die Talbrücke Dättwil auf der A1 vor dem Baretgtunnel mit einem räumlichen Rohrfachwerk und zusammengeklebten Betonfertigteilen als Fahrbahn.

Während bei ersterer die Konstruktion und der Bauablauf interessant sind, setzt die zweite Masstäbe in Bezug auf die Bauzeit.

### Die Dreirosenbrücke

#### Einleitung

Die Nordtangente Basel verbindet die bestehende A2 Basel-Deutschland mit der französischen Autobahn A35. Sie wird als vierspurige Stadtautobahn ausgebildet und verläuft weitgehend unterirdisch.

Eines der markanten Bauwerke der Nordtangente bildet die Dreirosenbrücke, welche den Rhein doppelstöckig überquert. Auf der unteren Ebene liegt die Autobahn (mit zusätzlicher Ein- und Ausfahrtspur) und oben bewegen sich die öffentlichen Verkehrsmittel, der Stadtstrassenverkehr, Fahrräder und die Fussgänger (Bild 1).

### Das Projekt

Die wesentlichen Merkmale des Projektes sind:

- doppelstöckige Brücke
- zwei selbständige Brücken
- Mitbenutzung der Fundationen bestehender Pfeiler der alten Brücke von 1934
- Benutzung der alten Dreirosenbrücke als Hilfsbrücke während der Bauzeit
- Nutzung der Überweite auf der Lokalstrasse als «Boulevard».

Beide Brücken sind Durchlaufträger mit Spannweiten von 77, 105 und 84 m. Die feste Lagerung (Topflager) der Brücken befindet sich auf dem Flusspfeiler auf der Seite Kleinbasel (Bild 2).

Die Brücken ruhen auf mächtigen Flusspfeilern von ca. 40 m Länge und 4,0 m Breite. Die Fundation im «Septarienton» wurde mit Bohrpfehlen ergänzt, und die bestehenden Pfeiler und Caissonfundamente wurden in die neue Konstruktion integriert. Als sichere Baugrube wurde ein mehrfach gepriesster Spundwandkasten erstellt, welcher imstande ist, einen Schiffsstoss von 9,0 MN in Flussrichtung bzw. 6,0 MN quer zur Flussrichtung aufzunehmen. Die ebenfalls auf Bohrpfehlen gegründeten Widerlager wurden vollständig neu gebaut.

### Das Tragwerk

Das Tragwerk besteht aus Stahlkastendiagonalen und vorgespannten Betongurten, die zusammen in Längsrichtung Fachwerke und in Querrichtung mit vorgespannten Rippenplatten Rahmen bilden. Schlüsselement der Konstruktion ist der Fachwerkknoten (Bild 3). In ihm verbinden sich Längsfachwerk und Querrahmen. Während die Diagonalen untereinander in herkömmlicher Weise verbunden werden, spielt bei der Verbindung Stahl-Beton neben Kontaktflächen, Dübeln und kräftiger Vorspannung in beiden Richtungen der Bauablauf des

### Projektdateien

#### Dreirosenbrücke in Basel

##### Bauherr

Kanton Basel-Stadt, Baudepartement, Tiefbauamt

##### Generalunternehmer

ARGE-Dreirosenbrücke:  
Spaltenstein Hoch + Tiefbau AG,  
Federführung  
Batigroup AG, Basel, Frutiger AG  
Jean Cron AG, Straumann-Hipp AG

##### Vorspannung

AVT Anker + Vorspanntechnik AG, Tafers

##### Planer

Bänziger, Bacchetta, Fehlmann  
(Federführung)  
Dauner Ingenieurs Conseils SA  
ACS + Partner AG  
Cyrill Burger & Partner AG  
Steib W. und K., Architekten

##### Stahlbauer

Preiswerk + Esser AG, Federführung  
Giovanola Frères SA  
Tuchs Schmid Engineering AG

##### Technische Daten

Konstruktionsbeton: 15 000 m<sup>3</sup>  
Bewehrungsstahl: 1900 t  
Vorspannstahl: 400 t  
Konstruktionsstahl: 2 x 800 t  
Nationalstrasse/Autobahn: 2 x 3 Spuren  
Stadtstrasse: je 1 Spur  
Tramverkehr: je 1 Spur  
Velospur (Nord/Süd): 2,15 m/3,15 m  
Fussgänger (Boulevard): 2,50 m/8,50 m

#### Talbrücke Dättwil

##### Bauherr

Kanton Aargau, Baudepartement  
des Kantons Aargau, Aarau

##### Unternehmer

Rothpletz & Lienhard, Aarau,  
Subunternehmer:  
Vorspannung: VSL (Schweiz) AG, Lyssach  
Lager: Proceq, Zürich  
Betonlemente: Wey AG, Villmergen

##### Planer

Bänziger, Bacchetta, Fehlmann (Pilot)  
Dauner Ingenieurs Conseils SA, Aigle

##### Stahlbauer

- ARGE Zwahlen & Mayr SA / Senn AG

##### Technische Daten

Konstruktionsbeton: 1450 m<sup>3</sup>  
Bewehrungsstahl: 170 t  
Vorspannstahl: 43 t  
Konstruktionsstahl Fe E355: 315 t

### Summary

Two unusual composite bridges are presented: the Dreirosen bridge, a continuous double-decked composite bridge, where the top and bottom concrete decks are connected through a steel truss, and the bridge near Dättwil for the highway A1 in



## Project data

### Dreirosen bridge in Basel

#### Owner

Canton Basel-Stadt,  
Civil Engineering Department

#### General contractor

ARGE-Dreirosenbrücke:  
Spaltenstein Hoch + Tiefbau AG (head)  
Batigroup AG, Basel, Frutiger AG  
Jean Cron AG, Straumann-Hipp AG

#### Post-tensioning

AVT Ltd., Tafers

#### Project

Bänziger, Bacchetta, Fehlmann (head)  
Dauner Ingenieurs Conseils SA  
ACS + Partner AG  
Cyrill Burger & Partner AG  
Steib W. und K., Architekten

#### Steel contractors

Preiswerk + Esser AG (head)  
Giovanola Frères SA  
Tuchs Schmid Engineering AG

#### Technical data

Concrete: 15000 m<sup>3</sup>  
Reinforcing steel: 1900 t  
Prestressing steel: 400 t  
Structural steel: 2 x 800 t  
Highway: 2 x 3 lanes  
Local traffic: 2 x 1 lane  
Tram traffic: 2 x 1 lane  
Bicycle (North/South): 2.15 m/3.15 m  
Pedestrians (Boulevard): 2.50 m/8.50 m

### Talbrücke Dättwil

#### Owner

Canton of Aargau,  
Civil Engineering Department

#### Contractor

Rothpletz & Lienhard, Aarau,  
Subcontractor:  
Prestressing: VSL (Schweiz) AG, Lyssach  
Bearing: Proceq, Zürich  
Precast elements: Wey AG, Villmergen

#### Project

Bänziger, Bacchetta, Fehlmann (head)  
Dauner Ingenieurs Conseils SA, Aigle

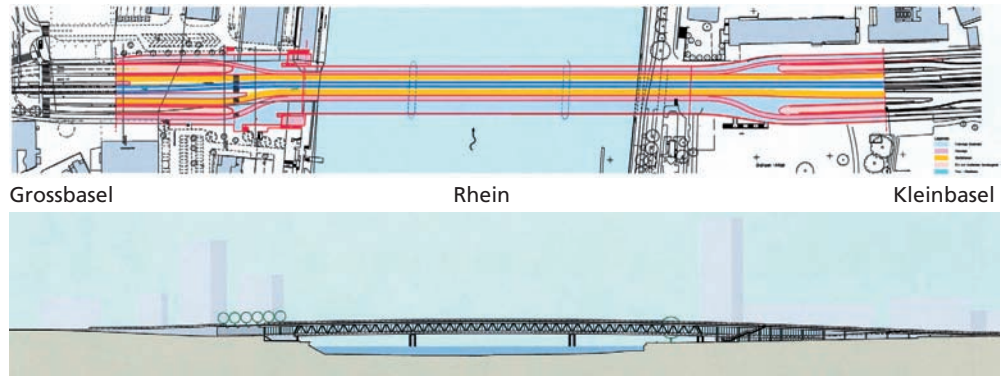
#### Steel contractor

ARGE Zwahlen & Mayr SA / Senn AG

#### Technical data

Concrete: 1450 m<sup>3</sup>, Reinforcing steel: 170 t  
Prestressing steel: 43 t  
Structural steel Fe E355: 315 t

Zusammenbau eine ausschlaggebende Rolle. So müssen im Knoten zusätzlich noch Montageverbände aus zwei Ebenen angeschlossen werden (Bild 4). Die Gurtungen bestehen aus einbetonierten und für die Montage bemessenen HE-Profilen, vorgespannten, aus funktionalen



Grundriss und Längsschnitt.  
Plan and elevation.

2

Erwägungen gestalteten massiven Betonblöcken und einem mitwirkenden Teil der Fahrbahnplatte. Die Abmessungen der Gurtungen ergaben sich aus folgenden Erfordernissen:

- Platz für die Längsvorspannung
- Platz für die Spannköpfe der Quervorspannung
- Platz für eine umschliessende Bewehrung
- Gestaltung als Folge besonderer Bedürfnisse:
  - im Untergurt eine New-Jersey-Leitwand
  - im Obergurt die anschliessenden Fussgängerstege.

#### Der Stahlbau

Die Diagonalen bestehen nach wirtschaftlichen und konstruktiven Erwägungen aus zusammengeschweissten Kastenprofilen der Stahlqualitäten Fe E355 und 460. Sie bilden zweischalige Knoten, deren Dimensionierung über die Schubkapazität von Scheiben sehr konventionell erfolgte. Die Zugänglichkeit der voll durchgeschweissten Nähte für zerstörungsfreie Kontrollen ist bei der konstruktiven Gestaltung ausschlaggebend.

front of the Baregg tunnel, is a tubular space truss with the concrete deck made out of precast segments.

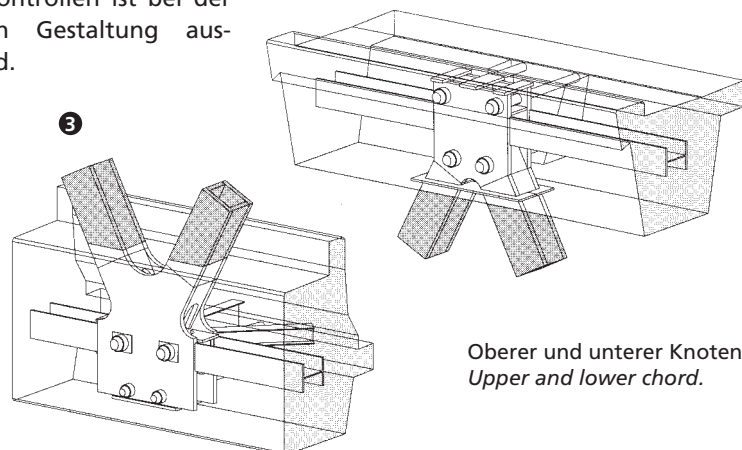
The Dreirosen bridge is especially interesting for its construction and the way it is built. The Dättwil bridge is a benchmark with respect to the time of construction.

### The Dreirosen bridge

#### Introduction

The canton of Basel-Stadt is currently building a new expressway called the North Ring Road. It will connect the A2 Basel–Germany with the A35 motorway in France. The four-lane dual carriageway mostly runs underground. One of the most imposing landmarks of the new link is the double-decked Dreirosen bridge over the Rhine.

The motorway is situated on the lower deck with additional entry and exit ramps. On the upper deck there is space for local traffic including trams and a promenade for pedestrians and cyclists (figure 1).



Oberer und unterer Knoten.  
Upper and lower chord.



Raumfachwerk.  
Space truss.

Mit den später einbetonierten Montagegurtungen und den austauschbaren Windverbänden entsteht ein Raumfachwerk (Bild 4), dessen Zusammenbau in einer dafür speziell geschaffenen Feldfabrik am Rheinufer erfolgt.

Aus den einzelnen Stahlbauteilen werden transportfähige Stücke, bestehend aus jeweils einem Knoten und einer Diagonalen, angeliefert. Diese werden zu einer Brückenhälfte mit den Montagegurtungen verschweisst und mit den Verbänden (zur Wiederverwendung bei der zweiten Brücke) verschraubt.

Die beiden 133 m langen und 470 t schweren so hergestellten Brückenhälften werden mit Pontons eingeschwommen und mit Hubgeräten auf die Pfeiler und Widerlager gehoben (Bild 5). Durch das Absenken der Brückenhälften bei den Widerlagern kann in Brückenmitte tangential verschweisst werden.

Mit dem anschließenden Anheben (ca. 50 cm) des nun verschweissten Stahlfachwerkes an beiden Widerlagern werden Zwangsschnittkräfte erzeugt, welche den 3-Feld-Zustand wiedergeben.

### Die Betonfahrbahnen

Sie werden im Wochentakt mittels zweier Schalwagen in Etappen von 7.0 m, ausgehend von und symmetrisch zu dem jeweiligen Flusspfeiler, betoniert. Es wird also zuerst eine und dann die zweite Brückenhälfte fertiggestellt. Dieses insgesamt unsymmetrische Vorgehen mit ständigen Steifigkeitsänderungen stellte hohe Anforderungen an die Geometrie des Stahlfachwerkes, seine rechnerische Ermittlung und werkstattmässige Umsetzung.

Die Konstruktion des Schalwagens (Bild 6) ist sehr komplex, weil er während des Betonierens im Bereich der Etappe die Funktion der dort ausgebauten Windverbände übernehmen muss.

### Die Talbrücke Dättwil

#### Einleitung

Durch das immer stärker anwachsende Verkehrsaufkommen in der Region Zürich werden die Zubringer stark belastet und es bilden sich regelmässig Staus. Eines dieser Nadelöhre ist der Baregg Tunnel bei Baden vor Zürich. Um die Verkehrssituation zu verbessern, ist der Bau einer dritten Tunnelröhre geplant.

### The project

The basic features of the project are:

- double-decked bridge
- existing foundations of the old 1934 bridge are utilised
- two independent bridges
- temporary use of the old bridge during construction
- use of the additional space on the upper deck to create a boulevard for the pedestrians

Both bridges are continuous girders of constant height with spans of 77, 105 and 84 m. The longitudinal fixation (pot bearing) is located on the Kleinbasel pier (figure 2).

The bridges rest on massive piers 40 m long and 4.0 m wide. The existing caisson foundations of the old bridge are complemented with piles. The construction of the piers in the river was done inside a protection wall of sheet piles, which has to withstand a ship's impact of 9.0 MN in direction of the river flow, and 6.0 MN transverse to it.

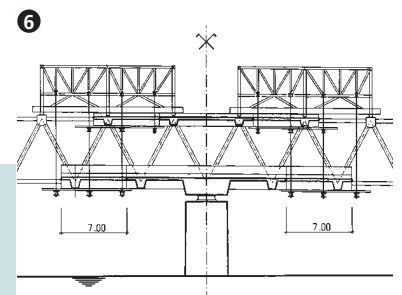
The abutments rest on pile foundations and were constructed completely from scratch.

### The structure

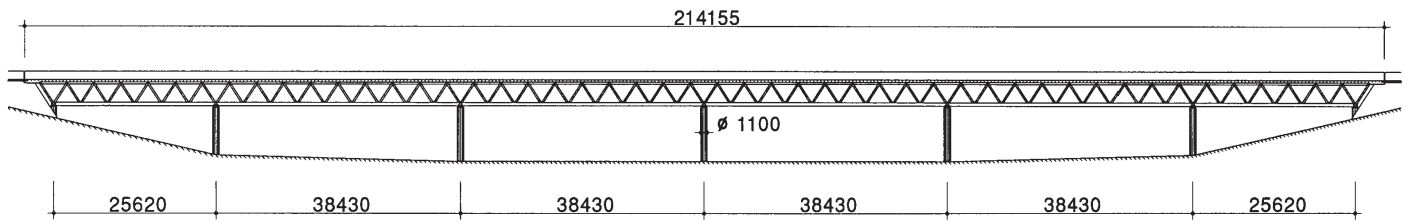
The bridge structure is composed of hollow-rectangular steel diagonals and a top and bottom chord of post-tensioned concrete. In transverse direction the post-tensioned concrete ribs act as frames. The truss nodes are the key elements of the bridge. The steel diagonals, the steel chords, the concrete chords and the transverse ribs all converge at these nodes. The connection between the steel diagonals is carried out conventionally with gusset plates (figure 3).



Nordbrücke im Bauzustand.  
North bridge during construction.



Schalwagen.  
Form traveler.



Brücke im Aufriss.  
Elevation of the bridge.

7

Beidseits des neuen Tunnels werden neue Brücken benötigt. Da eine kurze Bauzeit gefordert war, wurde bei der Westbrücke nach einer Lösung gesucht, die eine möglichst rasche Erstellung erlaubte.

### Das gewählte Projekt

Das unter mehreren Varianten ausgewählte Projekt ist eine Verbundbrücke bestehend aus einem ästhetisch ansprechenden Rohrfachwerk und der Fahrbahnplatte aus Fertigteilen. Die Spannweiten (Bild 7) betragen 25,62 m – 4 x 38,43 m – 25,62 m, was eine Gesamtlänge von 204,96 m Lagerachse zu Lagerachse ergibt.

Auf dem Brückendeck sind drei Fahrspuren von 3,75 m, ein Pannenstreifen von 3,0 m und ein Bankett von 1,25 m angeordnet. Das dreieckförmige Rohrfachwerk ruht auf jeweils zwei schlanken Einzelstützen mit einem Durchmesser von 1,1 m (Bild 8).

Die Fahrbahnplatte besteht aus 64 vorfabrizierten und quer vorgespannten Fertigteilplatten von 3,2 m Länge, 15,9 m Breite und einer variablen Stärke von 25 bis 65 cm.

Die Fertigteile wurden untereinander verklebt und vor der Verbundherstellung längs vorgespannt.

Diese neuartige Baumethode erlaubte die angestrebte kurze Bauzeit von nur acht Monaten.

Die Pfeiler stehen auf je vier Bohrpfehlern von 90 cm Durchmesser und die beiden Widerlager sind flach fundiert.

The load transfer in transverse direction is effectuated by post-tensioned tendons and shear ribs, while the load in longitudinal direction is transferred by contact plates and shear studs which are concentrated at the side plates of the node.

In addition, the temporary wind bracings positioned in two planes are also connected to the node (figure 4).

The chords are made out of post-tensioned concrete girders using part of the deck slab and encased steel girders which are designed for the erection and concreting of the bridge.

The dimensions for the chords are given by the following constraints:

- space for the longitudinal post-tensioning
- space for the anchor heads of the transverse post-tensioning
- space for reinforcement
- form due to:
  - new Jersey at bottom chord
  - branching into a pedestrian bridge of the top chord.

### The steel construction

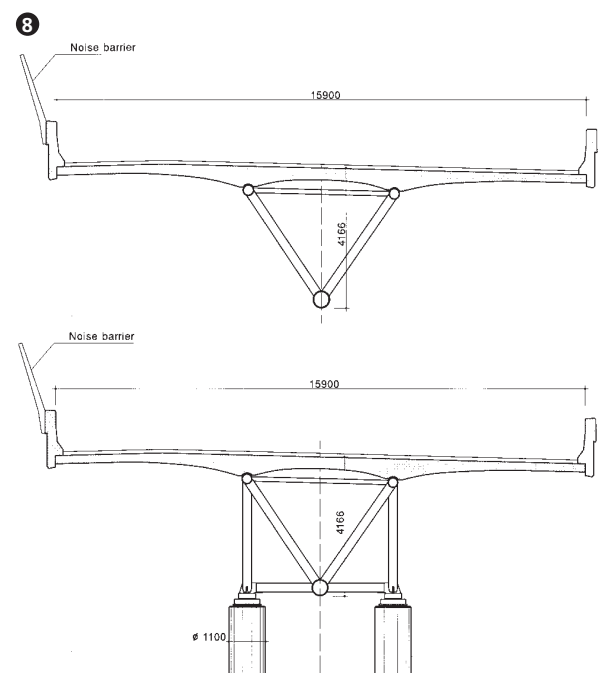
The diagonals are hollow quadratic section of Fe E 355 and 460 welded together from plates, and are chosen because of economic considerations and constructive restraints.

They form conventional nodes, which are dimensioned for the shear capacity of wall elements. The accessibility for checking the welding is very important for the node design.

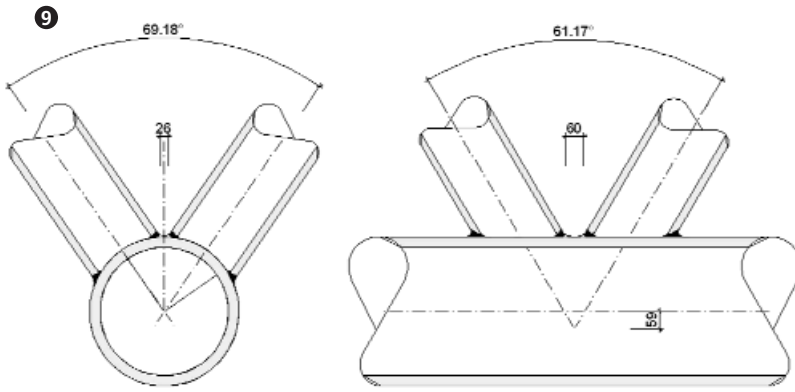
The steel skeleton of the bridge is welded and bolted together at the temporary workshop near the Rhine. With the temporary wind bracings, the bridge looks like a spatial framework (figure 4).

In their workshops, the steel contractors fabricate parts, each consisting of two nodes and a diagonal. These parts are transported to the workshop and welded together to form half the bridge. The reusable wind bracing is bolted to the trusses and so completes the steel structure.

The two halves, 133 m long and weighing 470 t, is transported on the Rhine with the help of pontoons and is lifted on top of the piers and abutments (figure 5). After lowering the two bridge halves onto the abutments, the last connection piece is placed and fixed at the centre. Lifting the now-connected steel bridge at the abutments by about 500 mm introduces favourable secondary moments in the now continuous girder over three spans.



Brückenquerschnitt im Feld und an den Pfeilern.  
Typical cross sections at midspan and over the pier.



KK-Knoten am Untergurt.  
KK-shaped joint/lower chord.

### Der Stahlbau

Das räumliche Fachwerk setzt sich zusammen aus:

- den Obergurten, bestehend aus Rohren  $\varnothing$  323,9 mm mit Wandstärken von  $16 \div 36$  mm
- den Untergurten aus Rohren  $\varnothing$  508 mm und einer durchgehenden Wandstärke von 50 mm
- den Diagonalen mit  $\varnothing$  267 mm, zwischen 11 und 25 mm dick.

Alle Fachwerkknoten sind auf einer Wurzelunterlage, voll durchgeschweisst (Bild 9).

### Die Betonfahrbahn

Die Fahrbahnplattenelemente (Bild 10) wurden fabrikmässig im so genannte «Match-cast-Verfahren» hergestellt, d.h., jedes Element wurde gegen das vorherige betoniert.

Die Quervorspannung beträgt 140 kN/m und besteht aus jeweils vier Litzen 0,6" im gegenseitigen Abstand von ca. 53 cm. 50% der Vorspannung wurden im Werk, 50% auf der Baustelle aufgebracht.

In Längsrichtung sind in den Elementen 22 Leerrohre einbetoniert, in die später die Kabel mit je sieben Monolitzen 0,6" (Bild 12) über die ganze Brückenlänge eingezogen werden.

### The concrete deck

The casting is done from the pier symmetrically to the centre of the span in a weekly cycle. Each pouring stage is 7.0 m in length and corresponds to the distance between two nodes.

Since only two form travellers are used, the bridge is constructed in two stages. This asymmetric concreting of the girder is very demanding for the preset geometry of the steel construction.

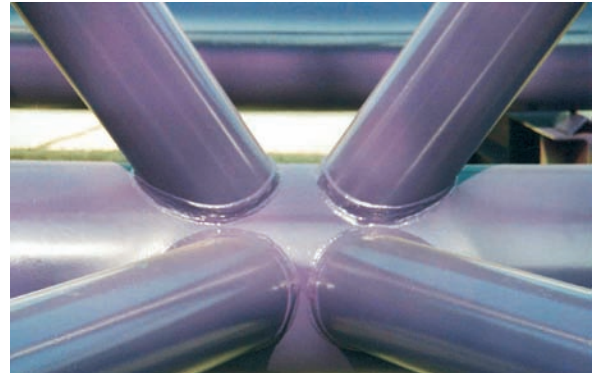
The construction of the form travellers (figure 6) is very complicated, because they have to take over the forces from the wind bracings, since the latter are removed for concreting.

### The bridge over the valley near Dättwil

#### Introduction

The highway A1 between Zurich and Bern has been plagued to this day by heavy traffic and there are regular traffic jams. One of the reasons for this is the bottleneck of the Baregg tunnel in Baden near Zurich.

To improve this situation a new, third tunnel with adjoining ramps and bridges are being built.



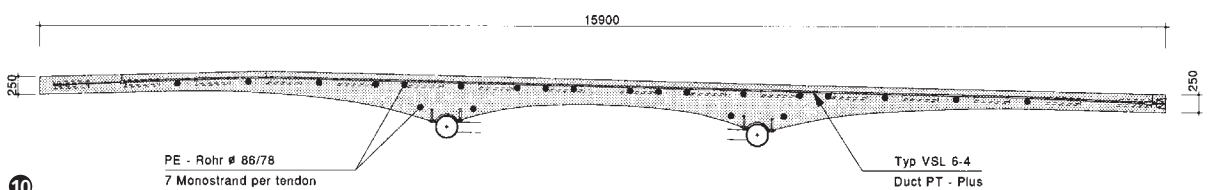
Since the construction time (the new tunnel, bridges and ramps) is very critical, a solution was sought allowing the new bridge to be built as quickly as possible.

### The chosen project

The chosen project was selected from different alternatives. It is a composite bridge with an aesthetically pleasing steel truss and pre-cast concrete deck elements. The bridge has 25.62-m, 4 x 38.43-m, and 25.62-m spans (figure 7) giving a total length of 204.96 m from bearing to bearing. The clear roadway width between curbs is 15.5 m consisting of three lanes of 3.75 m, one emergency lane of 3.0 m and a curb of 1.25 m. The tubular steel truss, which has a triangular cross section, is supported by slender reinforced concrete columns 1.1 m in diameter (figure 8).

The concrete deck is made from 64 precast elements of 3.2 m length, 15.9 m width and a variable slab thickness of 25 to 65 cm which are transversally post-tensioned.

The precast elements are bonded together with epoxy, and longitudinal post-tensioning is applied before connection to the steel girder. This new construction method allowed a construction time of only eight months.



Die Spannkabel in der Fahrbahnplatte.  
Tendon layout, in the deck slab.

Die gesamte Vorspannkraft beträgt 31 MN, was einer anfänglichen Betonspannung in der Platte von ca. 5 N/mm<sup>2</sup> entspricht.

Um beim Spannen der Längskabel Reibeverluste zwischen Stahl und Beton zu vermeiden, wurden die Betonsegmente über Gleitlagern auf den Obergurten abgesetzt.

Der Verbund entstand durch Baustellennähte zwischen einbetonierten Dübelleisten und den Obergurten (Bild 11). Die verbliebenen Hohlräume wurden dann ebenso wie jene in den Spannkabeln ausinjiziert.

Ein ganz besonderes Augenmerk wurde dem Korrosionsschutz der Längsvorspannung und ihrer Austauschbarkeit geschenkt. In Bild 12 ist der Schutzaufbau dieser Vorspannung dargestellt.

#### Bauablauf

In einer ersten Phase wurde das Stahlfachwerk über Montagehilfs-türmen erstellt und verschweisst. Die einzelnen Montageschüsse hatten ein Gewicht von max. 35 t und eine Länge von 24 m. Diese Montage dauerte sechs Wochen. Nach dem Verschweißen der Stahlträger wurde das erste Ortsbetonteil beim Widerlager West betoniert, dann wurden die Fertigteilplatten verlegt und mit Hilfe einer temporären äusseren

Vorspannung Element um Element aneinander gespannt, nachdem die Fugen mit Epoxydharz-leim beschichtet waren.

Nach dem Betonieren des Ortsbetonteiles am Widerlager Ost wurde die definitive Längsvorspannung über die ganze Brückenlänge von ca. 214 m einge-zogen und vorgespannt. Dabei konnte das östliche Ortsbetonteil mitgleiten. Es wurde nach dem Vorspannen durch Betonverguss blockiert. Anschliessend wurden die Querkabel auf 100% gespannt, die Längsschweissnähte erstellt und die Hohlräume ausinjiziert.

Aus der Kombination schnelle Stahlträger- und schnelle Fertigteilmontage resultierte eine Gesamtbauzeit inkl. Foundationen von nur acht Monaten. Bei einer klassischen Spannbetonvariante wären vier Monate mehr notwendig gewesen.

#### Nachwort

Die aus dem Betonbrückenbau entlehene Segmentbauweise konnte bei einer Verbundbrücke in dieser Art zum ersten mal erfolgreich eingesetzt werden. Die Brücke (Bild 13) ist der Beweis dafür, dass schnelles und ästhetisches Bauen kein Widerspruch sein muss.

The foundation of each pier is on four 90-cm diameter bored piles, and the abutments are on slab foundation.

#### The steel truss

The steel truss has the following elements:

- top chord, tube  $\varnothing$  323.9 mm, wall thickness 16 ÷ 36 mm
- bottom chord, tube  $\varnothing$  508 mm, wall thickness 50 mm
- diagonals, tube  $\varnothing$  267 mm, wall thickness between 11 and 25 mm.

All joints are fully penetrated welds using a backing shell (figure 9).

#### The concrete deck

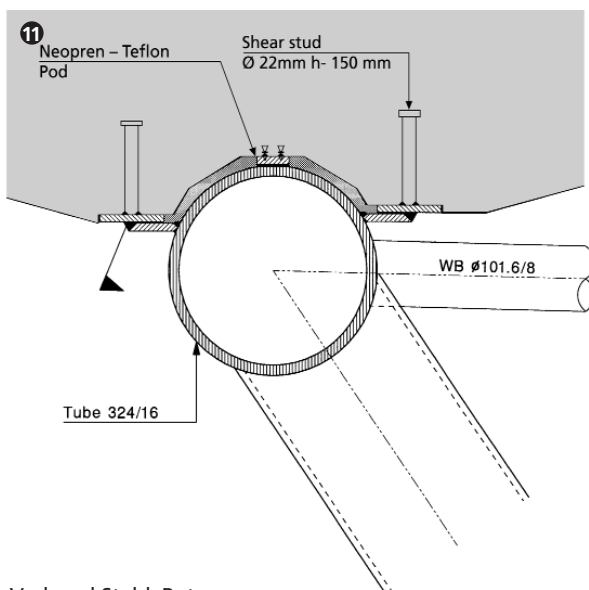
The precast deck elements (figure 10) are fabricated using the short-line match-cast procedure.

The post-tensioning in transverse direction is applied using tendons of four strands 0.6" spaced at 53 cm. The stressing of the tendons was done 50% in the casting yard and 50% on the construction site.

22 ducts were placed into each segment in the longitudinal direction. This space will allow the installation in each duct of seven monostrands of 0.6" over the full length of the bridge (figure 12).

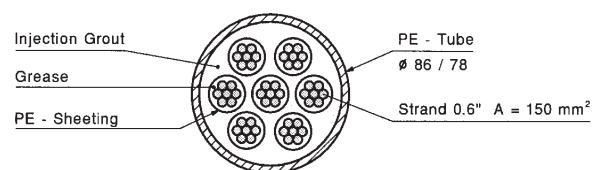
The total prestressing force is 31 MN, which is about 5 N/mm<sup>2</sup> initial compression stress on the concrete.

In order to reduce the friction between the steel and the concrete, the deck elements are positioned on sliding bearings on the top chord.



Verbund Stahl-Beton.  
Connection steel-concrete.

#### Longitudinal Tendon



Querschnitt Längskabel.  
Cross section of the longitudinal tendon.



Die fertige Brücke.  
The completed bridge.

Die Verbundherstellung mittels Längsschweissnähten (Bild 11) ist unseres Erachtens aus zwei Gründen noch unbefriedigend:

- wegen des Zeitaufwandes
- wegen den kaum einzuhaltenden Anforderungen an die Millimetertoleranzen in der Schweissfuge.

Zurzeit sind Untersuchungen im Gange, den Verbund durch Injektion herzustellen.

*The connection was made by on-site welding of the steel top chord with the steel connectors placed into the concrete (figure 11).*

*The residual cavities are grouted as in the post-tensioning ducts.*

*The corrosion protection of the longitudinal post-tensioning was very important. The different parts are shown in figure 12.*

#### Construction

*In the first phase the steel truss is positioned and welded together with the help of temporary towers. The truss segments weighed max. 35 t and were 24 m long. The construction time for the steel truss was six weeks. After concreting of the on-site portion at the east abutment, the longitudinal post-tensioning was installed over the total length of the bridge of*

*214 m. During stressing the cast section was not restrained from moving and was fixed subsequently to the structure by concreting the block-outs. Afterwards the transverse tendons were stressed to 100%, the longitudinal weld executed, and the cavities were grouted.*

*The combination of fast erection of the steel girder and fast placing of the precast elements resulted in a total construction time of only eight months for the whole bridge including the foundations. An additional four months would be needed if the same bridge were to be built as a post-tensioned girder.*

#### Conclusion

*The use of precast elements for the construction of a composite bridge in this way was applied successfully for the first time. The bridge (figure 13) is proof that fast construction and aesthetic design are not contradictory.*

*On-site welding of the longitudinal connection for the composite structure (figure 11) is from our point of view not very satisfactory for the following two reasons:*

- *time required for welding on site*
- *tolerances of the welding connection were very demanding and could hardly be achieved.*

*Research is currently done for achieving the composite structures by replacing welding with grouting alone.*

#### Verfasser / Authors

Hans-Gerhard Dauner  
Dr. Ing., dipl. Bauing. TH  
Dauner Ingénieurs Conseils, DIC SA  
Rue de la Gare 27  
CH-1860 Aigle  
dauner@dauner.ch

Dieter Stucki  
dipl. Bauing. ETH  
Dauner Ingénieurs Conseils, DIC SA  
Rue de la Gare 27  
CH-1860 Aigle  
dauner@dauner.ch

Aldo Bacchetta  
dipl. Bauing. ETH  
Bänziger, Bacchetta, Fehlmann  
Engimattstrasse 11  
CH-8027 Zürich  
bbp-zuerich@bp-ing.ch

Reinhard Kündig



Blickrichtung Zürich mit Nordspur (vierspurig), hergestellter Tunneldecke im Hintergrund und fahrbahnseitiger Deckenabschalung.

Looking towards Zurich with the north-carriageway (four-lane), completed tunnel roof in the background and roof-shuttering on the carriageway side.

## Bauvorhaben

Seit der Inbetriebnahme der A1 vor 30 Jahren ist im Raum Baden-Wettingen das Verkehrsaufkommen auf ca. 100 000 Fahrzeuge pro Tag angestiegen. Ein wichtiges Bauwerk zur Bewältigung des Verkehrs und zur Verbesserung der Wohnqualität ist die Überdeckung Neuenhof. Das 640 m lange Bauwerk gliedert sich in einen 330 m langen Tunnel und eine 310 m lange einseitig offene Galerie. Die auf der Überdeckung entstehende Fläche kann als Park- und Sportanlage genutzt werden, zudem werden die auf den angrenzenden Grundstücken stehenden Wohnhäuser vom Strassenlärm weitgehend entlastet.

## Bauprojekt

In einer ersten Bauphase wurden die Mittelwand im Tunnelbereich und die Sockelwand für die Galerie unter Einbezug der bestehenden Stützmauer erstellt. Die Baustelleninstallation erfolgte Ende Juli 2001 auf der Südspur, nach der Umlegung des Verkehrs auf

die Nordspur Fahrtrichtung Bern. Die Abstützung der vier Deckenschalungen von je 15 m Länge erlaubte die Durchfahrt mit Lastwagen, um die nötigen Transporte auf der Baustelle sicherzustellen. Im Jahr 2002 wird die Installation auf die Nordspur verlegt, um im Tunnelbereich die Decke zu ergänzen.

## Überbau

Die 330 m lange Tunneldecke ist ein vorgespannter 2-Feld-Rahmen, wobei in der ersten Bauphase nur jedes 2. Kabel für das Eigengewicht eingebaut und gespannt ist. Im Jahr 2002 wird auf der Nordspur jeweils 1 Kabel an das bestehende Kabel angekuppelt und die restlichen Kabel werden über 2 Felder eingestossen und gespannt. Die vorgespannte offene Galeriedecke liegt hangseitig auf der Stützmauer und talseitig auf Stahlstützen im Mittelstreifen.

## Tunneldecke

In die Tunneldecke sind auf jeden Meter Hüllrohre aus Kunststoff

## Projektdaten

### Bauherr

Kanton Aargau  
Aarg. Baudepartement  
Abt. Tiefbau

### Ingenieure

Planergemeinschaft  
A1/Neuenhof  
Stucki, Hofacker + Partner AG, Zürich  
Rothpletz, Lienhard + Cie AG, Aarau

### Unternehmung

ARGE Überdeckung Neuenhof  
Marti AG, Zürich  
Granelle AG, Würenlingen

### Vorspannung

SpannStahl AG, Hinwil

## Overall project

Since the start-up of the A1 motorway 30 years ago, the traffic volume has risen to approx. 100,000 vehicles per day in the region of Baden-Wettingen. The Neuenhof covering is an important construction for coping with this volume of traffic and for improving the living quality. The 640 m long construction is divided into a 330 m long tunnel and a 310 m long gallery, which is open on one side. The area made available by the covering can be utilised as a park or sports area. In addition, the houses on the neighbouring property will be largely relieved from traffic noise.

## Building project

In an initial building phase the centre wall in the region of the tunnel and the base wall for the gallery were built with the inclusion of the existing retaining wall. The building site was installed at the end of July 2001 on the south carriageway, after the traffic had been diverted to the north carriageway in the Bern direction. The support of the four slab formworks, each 15 m long, ensured the passage of lorries to carry vital material to the building site. In 2002 the installation will be moved to the north carriageway, in order to complete the coverage in the tunnel area.

### Project data

#### Owner

Canton of Aargau  
Civil Engineering Departement

#### Engineers

Project team  
A1/Neuenhof  
Stucki, Hofacker + Partner AG, Zurich  
Rothpletz, Lienhard + Cie AG, Aarau

#### Contractor

ARGE Überdeckung Neuenhof  
Marti AG, Zurich  
Granella A, Würenlingen

#### Post-tensioning

SpannStahl AG, Hinwil



Blickrichtung Zürich mit Südspur, bereit zum Armieren.  
Looking towards Zurich with the south-carriageway, ready for reinforcement.

eingelegt. An die in jedes 2. Hüllrohr eingestossenen, gespannten und injizierten Litzen werden in der nächsten Etappe im Jahr 2002 die weiterlaufenden Kabel angekoppelt. In die dazwischen liegenden noch leeren Hüllrohre werden über beide Tunnelröhren durchlaufende Kabel Typ 12 DYL 140,  $V_o = 2230$  kN, eingestossen, gespannt und injiziert.

### Galerie

Die Galerie ist mit Kabeln in Kunststoffhüllrohren Typ 12 DYL 150,  $V_o = 2390$  kN, vorgespannt.

### Bauablauf

Um die 43 Etappen à ca. 16 m von August bis Dezember 2001 zu erstellen, installierte der Unternehmer 4 Schalungen, um wöchentlich bis zu 4 Etappen zu betonieren. Nach dem Spannen am Vormittag wurde die Schalung vorgezogen; am 2. und 3. Tag wurden die Armierung und die Vorspannung eingebaut, um am 4. Tag zu betonieren. Am 7. bzw. am 8. Tag konnte gespannt werden. Da im Kanton Aargau das Injizieren nur unter Aufsicht des Kantons geschehen kann, wurden dazu immer mehrere Etappen zusammengefasst, sodass sich ein ganztägiger Einsatz lohnte. Zum ersten Mal wurden unsererseits ab Ende Oktober 2001 mit Rust-Ban 310 behandelte Litzen als Winterschutz eingebaut. Ein Teil dieser Kabel konnte im Dezember noch injiziert werden, der Rest

### Superstructure

The 330 m long tunnel cover is a prestressed 2-field frame, whereby in the first phase only every second tendon will be installed and tensioned. In 2002, after shifting the installation to the northern carriageway, the already installed tendons are coupled. The remaining tendons are installed by the pushing through method. The prestressed open gallery lies on the supporting wall on the sloping side, and on the valley side it is supported by steel columns in the centre strip.

### Tunnel cover

In the tunnel cover there are plastic ducts inserted every metre. In

the next stage in 2002, the subsequent tendons will be coupled to the tendons, which have already been inserted, tensioned and grouted. In the intermediate empty ducts, a tendon of type 12 DYL 140,  $V_o = 2230$  kN, will be pushed through over the two tunnels, tensioned and grouted.

### Gallery

The gallery is prestressed with tendons of type 12 DYL 150,  $V_o = 2390$  kN, in plastic ducts.

### Constructing procedure

In order to complete the 43 constructing stages of approx. 16 m length each, from August to De-

Südspur mit hangseitiger Abschalung und montierten Verankerungen der Vorspannung.  
South-carriageway with shuttering on the side towards the hill and installed anchor-points of the post-tensioning system.





bleibt aber bis frühestens Februar 2002 in einem gespannten und nicht durch Injektionsmörtel geschützten Zustand.

Mit der geschickten Wahl von 4 Schalungen konnte ein äusserst schneller, aber auch effizienter Bauablauf zustande gebracht werden, galt es doch, rund 620 Stück Vorspannkabel zu ca. 19 m mit 140 000 kg Litzenstahl einzubauen.

Verfasser / Author  
Reinhard Kündig  
dipl. Bauing. HTL, SpannStahl AG  
Wässerstrasse 29, CH-8340 Hinwil  
info@spannstahl.ch

*September 2001, the contractor installed 4 formworks for concreting up to 4 stages per week. After tensioning in the morning, the formwork was moved; on the second and third day the reinforcement and the tendons were installed, so that on the fourth day concreting could commence. Tensioning took place on the seventh or eighth day. Since grouting may only take place under the owner's supervision, several stages were combined to justify a whole day's effort. For the first time, we applied for protection against win-*

*ter influences of post-tensioning strands the agent Rust-Ban 310, from October 2001 onwards. Part of the tendons could still be grouted in December, but the rest remained until February 2002 at the earliest in a tensioned and unprotected non-grouted state. With the skilful choice of four formworks an extremely rapid and efficient constructing procedure could be established. All in all there were 620 pieces of prestressed tendons of approx. 19 m, in total 140 000 kg of prestressing steel to be assembled.*

Betonierte Südspur im Tunnelbereich.  
Concreted south-carriageway in the tunnel area.



Betonierte Südspur im Galeriebereich.  
Concreted south-carriageway in the gallery area.

