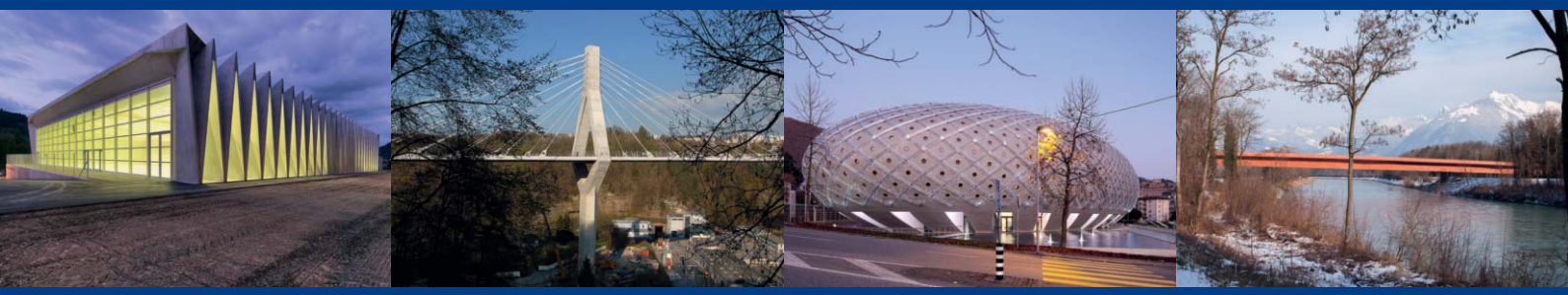
Betonbau in der Schweiz
Construction en béton en Suisse
Structural Concrete in Switzerland

The forth *fib*-Congress
February 10 to 14, 2014, Mumbai, India

***fib*-CH Betontag/Journée du béton 2014**



fib-CH

Schweizer Gruppe der internationalen Vereinigung für Beton
Groupe national suisse de la féderation internationale du béton
Swiss national group of the international federation for structural concrete

Betonbau in der Schweiz
Construction en béton en Suisse
Structural Concrete in Switzerland

Redaktoren-Team
Hans Rudolf Ganz (Leitung), Dr. sc. techn., dipl. Bauing. ETH, Bösingen
Walter Kaufmann, Dr. sc. techn., dipl. Bauing. ETH, Greifensee
Jean-François Klein, Dr ès sc. techn., ing. dipl. EPF, Genève
Mario Monotti, Prof. Dr. sc. techn., dipl. Bauing. ETH, Locarno
Aurelio Muttoni, Prof. Dr. sc. techn., dipl. Bauing. ETH, Lausanne
François Prongué, ing. dipl. EPF, Moudon
Tomaž Ulaga, Dr. sc. techn., dipl. Bauing. ETH, Basel
Heiner Widmer, Dr. phil. nat., Bern

Lektorat englische Texte
Edward G. Prater, Bubikon

Gestaltung und Produktion
Martin Grether, Techkomm, Zürich

Druck
Stämpfli Publikationen AG, Bern

Fotos Umschlag
Sporthallen Mülimatt, Brugg (© Kanton Aargau, Foto: René Rötheli, Baden); Pont de la Poya, Fribourg; Betonschale, Chiasso; Viaduc sur le Rhône (© Yves André)

© Copyright 2014 by *fib*-CH

fib-CH
p/a EPFL ENAC IBETON
Bâtiment GC B2
Station 18
CH-1015 Lausanne

Alle Rechte, auch das des auszugsweisen Nachdrucks, der auszugsweisen oder vollständigen Wiedergabe (Fotokopie, Mikrokopie, CD-ROM usw.), der Speicherung in Datenverarbeitungsanlagen und das der Übersetzung, sind vorbehalten.

ISBN 978-2-8399-1343-0
Auflage: 4000 Exemplare

Betonbau in der Schweiz
Construction en béton en Suisse
Structural Concrete in Switzerland

The forth *fib*-Congress
February 10 to 14, 2014, Mumbai, India

***fib*-CH Betontag/Journée du béton 2014**

fib-CH

Schweizer Gruppe der internationalen Vereinigung für Beton
Groupe national suisse de la féderation internationale du béton
Swiss national group of the international federation for structural concrete

Vorwort

Die fédération internationale du béton *fib* ist die grösste internationale Vereinigung, die sich mit dem Betonbau befasst. Die *fib* hat gemäss ihren Statuten folgende Hauptziele:

- Fördern von Forschung auf dem Gebiet der Betonbauweise;
- Zusammenfassen von Ergebnissen aus Forschung und Praxis;
- Verbreiten der Ergebnisse mit Publikationen und Empfehlungen sowie internationalen Kongressen, Symposien und Workshops;
- Erarbeiten von international gültigen Empfehlungen für die Bemessung und den Bau von Betonbauten;
- Informieren der Mitglieder über die neuesten Entwicklungen im Betonbau.

Die *fib* wird heute von 42 nationalen Delegationen aus allen 5 Kontinenten getragen und hat ein permanentes Sekretariat an der ETH Lausanne (www.fib-international.org).
Zehn Kommissionen und eine grosse Anzahl von speziellen Arbeitsgruppen bearbeiten Teilgebiete der Betonbauweise. Die Resultate werden regelmässig in *fib*-Bulletins oder in speziellen Publikationen publiziert.
Die Schweizer Delegation – die *fib*-CH – beschloss, anlässlich des *fib*-Kongresses in Mumbai 2014 wieder einen Querschnitt durch herausragende Leistungen im schweizerischen Betonbau in einer speziellen Publikation darzustellen.
Die Publikation der *fib*-CH soll einerseits die internationale Fachwelt auf Leistungen und Innovationen im Schweizer Bauwesen aufmerksam machen und andererseits Schweizer Baufachleute auf breiter Basis über die in den vergangenen vier Jahren erbrachten Spitzenleistungen auf dem Gebiet der Betonbauweise informieren.
Im Nachgang an den internationalen *fib*-Kongress in Mumbai 2014 werden ausgewählte Beiträge der Publikation im Rahmen des Betontages 2014 der *fib*-CH einem breiten schweizerischen Publikum vorgestellt werden.
Die Finanzierung der Publikation der *fib*-CH war nur dank der grossen Unterstützung der am Schluss der Publikation aufgeführten Sponsoren möglich. Wir danken den Geldgebern ganz herzlich.

Ein spezieller Dank gebührt auch den Autoren. Erst ihre Beiträge ermöglichten die Publikation.

Februar 2014

Redaktoren-Team der *fib*-CH

Alle Beiträge stehen als PDF zur Verfügung:
http://fib-ch.epfl.ch/pubs

Avant-propos

La Fédération Internationale du Béton *fib* est la principale organisation internationale consacrée au sujet de la construction en béton. Selon ses statuts, ses buts principaux sont:

- Encourager la recherche dans le domaine de la construction en béton;
- Synthèse des résultats de la recherche et de la pratique;
- Diffusion des résultats à travers de publications et de recommandations ainsi que des congrès, symposiums et workshops au niveau international;
- Préparer des recommandations applicables au niveau international;
- Informer ses membres sur les développements les plus récents dans le domaine de la construction en béton.

La *fib* comprend 42 délégations nationales des 5 continents, et a son secrétariat permanent à l'EPFL (www.fib-international.org).
Dix commissions et un grand nombre de groupes de travail spécialisés traitent des sujets particuliers de la construction en béton. Leurs résultats sont régulièrement publiés dans les Bulletins *fib* ou dans des publications spéciales.
La délégation suisse de la *fib* (groupe *fib*-CH) a décidé de poursuivre une longue tradition et de présenter dans une publication distribuée à l'occasion du Congrès *fib* à Mumbai 2014 un aperçu des réalisations les plus marquantes du secteur de la construction en béton en Suisse.
Cette publication *fib*-CH doit d'une part, attirer l'attention des spécialistes internationaux sur les réalisations du secteur suisse de la construction en béton et d'autre part informer l'ensemble des professionnels suisses de la branche sur les travaux accomplis ces dernières années dans le domaine de la construction en béton.
Après le Congrès international *fib* à Mumbai 2014, des contributions sélectionnées seront présentées à un public suisse plus large lors de la journée du béton *fib*-CH 2014.
Le financement a pu être assuré grâce à l'aide des sponsors mentionnés à la fin de cette publication. Nous leur adressons nos plus vifs remerciements.

Nous adressons aussi un merci tout particulier aux auteurs. Cette publication n'aurait pas été possible sans leur contribution.

Février 2014

Equipe de rédaction *fib*-CH

Foreword

The International Federation for Structural Concrete *fib* is the main international organization dealing with structural concrete. According to its statutes, the main goals of *fib* are:

- the stimulation of research;
- the synthesis of findings from research and practice;
- the dissemination of the results through publications, guidance documents and the organisation of international congresses and symposia;
- the preparation of recommendations for the design and construction of concrete structures;
- the information of members on the latest developments.

At the current time, *fib* comprises 42 national delegations from all 5 continents and has its permanent secretariat at the EPFL in Lausanne (www.fib-international.org).
Ten commissions and a large number of working groups treat specialized topics of concrete construction. Their results are regularly published in *fib*-bulletins or in special publications. The Swiss delegation to *fib* (*fib*-CH Group) has decided to continue a longstanding tradition to prepare on the occasion of the *fib*-Congress in Mumbai 2014 (an event held every four years) a special publication giving an overview of outstanding achievements in Swiss structural concrete works.
This *fib*-CH publication is intended on the one hand to make the international structural engineering community aware of the work carried out in the field of structural concrete in Switzerland, and on the other hand to inform the Swiss civil engineering community on a broader basis about the outstanding achievements in recent years in structural concrete.
As a follow-up of the international *fib*-Congress in Mumbai 2014, selected contributions will be presented to a broader Swiss audience at the *fib*-CH Concrete Day 2014.
The financing was secured with the support of the sponsors listed at the end of the publication. We extend our sincere thanks to all of them.

Special thanks go also to the authors. This publication was only possible through their contribution.

February 2014

fib-CH Editorial Team

Les contributions sont disponibles comme fichiers PDF:
http://fib-ch.epfl.ch/pubs

All articles are available as PDF files:
http://fib-ch.epfl.ch/pubs

Inhalt · Table des matières · Content

Forschung und Entwicklung
Recherche et développement
Research and development 10

René Suter, João Tomás, Lionel Moreillon
Comportement structural de poutres ajourées en béton fibré à hautes performances
Structural behaviour of cellular beams in high performance concrete 12

Hartwig Stempfle, Edith Schurtenberger
Textilbetonplattenversuche
Plate tests on textile-reinforced concrete 18

Pietro Lura, Andreas Leemann, Carmelo Di Bella
Der Einfluss der Betonzusammensetzung auf das Risiko der Bildung plastischer Schwindrisse
The influence of concrete composition on the risk of plastic shrinkage cracking 24

Thomas Vogel, Patrick Fehlmann
Versuche und physikalisches Berechnungsmodell zur Ermüdung von Stahlbetonbrücken
Tests on and physical calculation model for fatigue in reinforced concrete bridges 29

Julien Michels, Christoph Czaderski, Masoud Motavalli
Gradientenverankerung für vorgespannte CFK-Lamellen im Betonbau
Gradient anchorage for prestressed CFRP strips bonded to concrete 35

Hochbau
Bâtiment
Buildings 40

Massimo Laffranchi, Armand Fürst
Die Sporthallen Mülimatt in Brugg
Sports hall Mülimatt, Brugg 42

Aurelio Muttoni
Une nouvelle toiture pour le Musée Olympique à Lausanne
A new roof for the Olympic Museum at Lausanne 48

Henri Brasey, François Prongué, Jean-François Klein
La salle de spectacle «Equilibre» à Fribourg
The new "Equilibre" theatre in Fribourg 54

Philippe Menétrey, Jonathan Krebs
Manufacture Cartier Horlogerie à Couvet
Cartier Horlogerie factory at Couvet 58

Joseph Schwartz
Erweiterungsbau Kongresszentrum Davos
Extension of the Davos Convention Centre 64

Patrick Gartmann
Schulhaus Grono – Kraft und Form
Grono School – Force and Form 69

Aurelio Muttoni, Miguel Fernández Ruiz
Canopée en béton armé à la «Maison de l'Écriture» à Montricher
Concrete Canopy of "Maison de l'Ecriture" in Montricher 75

Aurelio Muttoni, Franco Lurati, Miguel Fernández Ruiz
Construction d'une coque en béton armé à Chiasso
Construction of an ellipsoidal concrete shell in Chiasso 80

Andrea Pedrazzini, Eugenio Pedrazzini, Roberto Guidotti
Palestra doppia a Chiasso
Double gymnasium in Chiasso 84

Mario Monotti
Abitazione sul lago di Sarnen
House on Lake Sarnen 89

Fabian Persch
Elefantenpark «Kaeng Krachang» im Zoo Zürich – Betontragwerk
Elephant House "Kaeng Krachang" in the Zurich Zoo – Concrete structure 93

Brücken
Ponts
Bridges 98

Bernard Houriet, Pierre Gorgé, Sylvain Plumey, Aldo Bisetti, Jean-François Gnaegi
Le Pont de la Poya
The Poya bridge 100

Walter Kaufmann
Ersatz Steinbachviadukt – neue Brücke über den Sihlsee
Replacement of Steinbach Viaduct – new bridge over the Sihlsee Reservoir 107

Beat Meier, Oliver Müller
Neubau Versamertobelbrücke
New Versam Gorge Bridge 113

Philippe Menétrey, Claude Broquet, Stefan Nydegger
Viaduc sur l'A9
Viaduct on the A9 118

Ramon Pinol, Philippe Meier, Ana-Inès Pepermans
Viaduc sur le Rhône
Viaduct over the Rhone 124

Ingenieurbau
Génie civil
Civil engineering 130

Martin O. Bachmann, Valentin Rabitsch
Tiefbahnhof Löwenstrasse der Zürcher Durchmesserlinie
Löwenstrasse underground station on the Zurich Cross-City Line 132

Fabian Persch, Roland Schmed
Hauptbahnhof Zürich – Unterquerung Südtrakt
Zurich main station – undercrossing of the southern wing 141

Wolfram Kübler
Neue Treppenaufgänge auf die Hardbrücke in Zürich
New staircases at Hardbrücke in Zurich 146

Bauwerkserhaltung
Conservation des ouvrages
Conservation of structures **152**

Jakob Kunz
Verstärkung mit nachträglich eingemörtelter Querkraftbewehrung
Strengthening with post-installed shear reinforcement **154**

Jürg Weber
N1/312 Aabachtalviadukt, Lenzburg
N1/312 Aabachtal viaduct, Lenzburg **159**

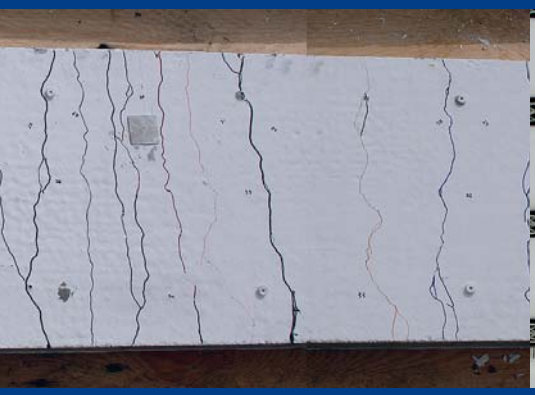
Dieter Flückiger, Ueli Reber
Instandsetzung der Hardbrücke
Rehabilitation of the Hardbrücke **165**

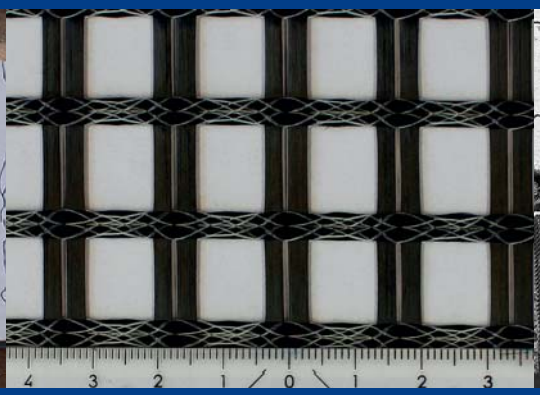
Stefan Lips, Robert Koppitz, Albin Kenel, Thomas Keller
Neue vorgespannte Durchstanzverstärkungssysteme für Flachdecken
New prestressed punching strengthening systems for flat slabs **171**

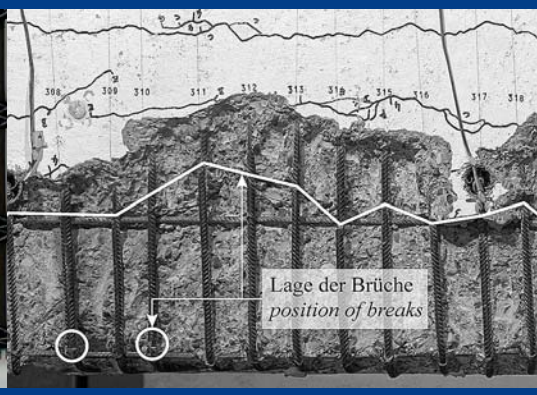
Tomaž Ulaga, Domink Weiss
Umbau und Instandsetzung der Markthalle Basel
Transformation and repair of the Basel market hall **176**

Karl Baumann
Normalbauweise für Schottertröge auf Mauerwerksviadukten
Standard ballast troughs on masonry viaducts **181**

Sponsoren
Sponsors
Sponsors **186**






Lage der Brüche
position of breaks

Forschung und Entwicklung

Recherche et développement

Research and development

Comportement structural de poutres ajourées en béton fibré à hautes performances

Structural behaviour of cellular beams in high performance concrete

René Suter, João Tomás, Lionel Moreillon

Introduction

Dans le cadre d'un important programme de recherche sur les bétons fibrés à hautes performances, l'Ecole d'ingénieurs et d'architectes de Fribourg a procédé à des études théoriques et expérimentales sur des poutres précontraintes avec des ouvertures circulaires (Fig. 1). Ces poutres à ouvertures circulaires, nommées également poutres ajourées, sont de plus en plus demandées par les exigences de la pratique afin de permettre le passage de conduites techniques.

Pour la construction en acier, des poutres ajourées sont réalisées avec succès depuis des décennies. Pour la construction en béton, les ouvertures nécessitent des dispositions d'armatures de cisaillement et de traction oblique compliquées et difficiles à mettre en place (Fig. 2). Il parait donc intéressant de remplacer cette armature de cisaillement, partiellement ou totalement, par l'ajout de fibres métalliques. Dans certains cas, il sera même opportun de réaliser des poutres en béton fibré ultra-performant.

Pour analyser ce problème, deux études expérimentales ont été effectuées. La première étude PU comprenait cinq poutres en béton fibré ultra-performant (BFUP) et la deuxième étude PH sept poutres en béton fibré à hautes performances (BFHP). L'objectif de ces deux études était d'analyser le comportement de poutres ajourées dans les états limites de service (ELS) et ultime (ELU).

Introduction

As part of an extensive research program on high-performance fibre-reinforced concrete (HPFRC), the University of Applied Sciences (UAS) of Fribourg has carried out a theoretical and experimental study on prestressed beams with circular openings (Fig. 1). Such circular openings are increasingly in demand due to practical requirements of allowing the passage of service pipes.

In steel construction cellular beams have been used for decades. Regarding concrete beams, such openings require the provision of both shear and diagonal tension reinforcement, which are complicated and difficult to implement (Fig. 2). Therefore, it is of interest to replace the shear reinforcement, partially or totally, by the addition of fibres. Occasionally, it is even possible to make prestressed beams in ultra-high performance fibre-reinforced concrete.

In order to analyse this problem, two experimental studies were performed. The first, PU, consist-

Etude expérimentale PU

Description des essais

Les cinq poutres de la première étude expérimentale PU ont été réalisés dans les usines de préfabrication MFP SA à Cheyres dans un coffrage métallique qui avait été conçu pour la fabrication des poutres de toiture recouvrant le nouveau Musée Olympique à Lausanne (architecte: Brauen & Wälchli; ingénieur: Muttoni & Fernández). Le BFUP de type BSI (Béton Spécial industriel), développé par l'entreprise Eiffage SA

Fig. 1
Poutres ajourées précontraintes.
Prestressed beams with circular openings.

Fig. 2
Armature passive autour des ouvertures.
Ordinary reinforcement around the openings.

Specimen	Openings ø [mm]	Prestressing force P_0 [kN]	Fibre dosage [kg/m³]
PU1	–	4 x 125	240
PU2	400	4 x 125	240
PU3	500	4 x 125	240
PU4	500	4 x 175	240
PU5	600	4 x 125	240

Fig. 3
Caractéristiques des poutres, étude PU.
Main properties of tested beams (UHPFRC).

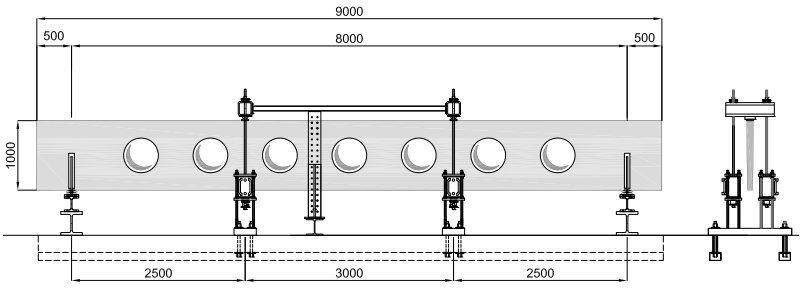


Fig. 4
Dispositif d'essai.
Experimental set-up for UHPFRC beams.

Specimen	Ultimate load F_u [kN]	$\frac{F_u - F_u\,(\text{Ref.})}{F_u\,(\text{Ref.})}$	Failure	Mid-span deflection δ_u [mm]
PU1 (Ref.)	587	–	Bending	62,3
PU2	625	+5%	Bending	78,8
PU3	519	–16%	Shear	59,0
PU4	531	–15%	Shear	45,0
PU5	418	–30%	Shear	44,7

Fig. 5
Charges et déplacements de ruine, étude PU.
Experimental ultimate loads and associated mid-span displacements (UHPFRC).

ed of five beams in ultra-high performance fiber-reinforced concrete (UHPFRC) and the second, PH, consisted of seven beams in high performance fibre-reinforced concrete (HPFRC). The objective of these two studies was to analyse the behaviour of cellular beams in service (SLS) and ultimate limit states (ULS).

Experimental study PU

Description of the load tests

The five beams of the first experimental study PU were made at the precast plant of MFP Prefabrication SA at Cheyres in a framework which has been designed

présentait une résistance à la compression sur cylindre f_{cm28} de 180 MPa et un module d'élasticité E_{cm28} de 58 GPa. Les poutres avaient une longueur de 9,00 m, une hauteur de 1000 mm et une épaisseur de 80/100 mm. L'armature de flexion était composée de quatre torons précontraints de 0,6"; trois de ces torons étaient placés en inférieur et un toron en supérieur. Les paramètres variables étaient le diamètre des ouvertures et le taux de précontrainte. Les cinq poutres ont été soumises à des essais de charge 4-points par l'application de deux charges concentrées et espacées

for the roof elements of the new Olympic Museum in Lausanne (architect: Brauen & Wälchli; engineer: Muttoni & Fernández). The UHPFRC of the type ISC (Industrial Special Concrete), developed by Eiffage SA, had a compressive cylinder strength f_{cm28} of 180 MPa and a Young's modulus E_{cm28} of 58 GPa. The beams had a length of 9.00 m, a height of 1000 mm and a thickness of 80/100 mm. The bending reinforcement consisted of three bottom prestressed strands of 0.6" and one top strand of 0.6". The variable parameters were the diameter of the openings and the intensity of the prestressing. The five beams were subjected to a 4-point load test by applying two concentrated loads, which were spaced 3.00 m apart. Figure 3 shows the characteristics of each beam tested and Figure 4 illustrates beam's geometry as well as the experimental set-up.

Test results

Beam PU1 exhibited a bending failure with concrete crushing in the compressed zone (Fig. 5). The elevated fibre dosage limited the formation of diagonal cracking and avoided a shear rupture (Fig. 7a). For the beam PU2, a bending failure mechanism was also observed (Fig. 7b). Thus, it may be stated that ø = 400 mm openings did not influence significantly the ultimate shear strength. The failure load of 625 kN was even superior to the one of the reference beam PU1 (587 kN), due to more favourable fibre orientation in the rupture section.

The two beams PU3 and PU4 exhibited shear failure mechanisms caused by shear and the presence of openings (Fig. 8). The failure load was reduced to 519 kN and 531 kN for beams PU 3 and PU 4, respectively. Thus, a 30% increase in the prestressing force led to a 2% gain in the failure load, but a 25% reduction on the mid-span deflection. For the beam PU5, with ø = 600 mm openings, a greater decrease of the failure load was observed, reaching 418 kN with a failure mechanism similar to that of a Vierendeel beam.

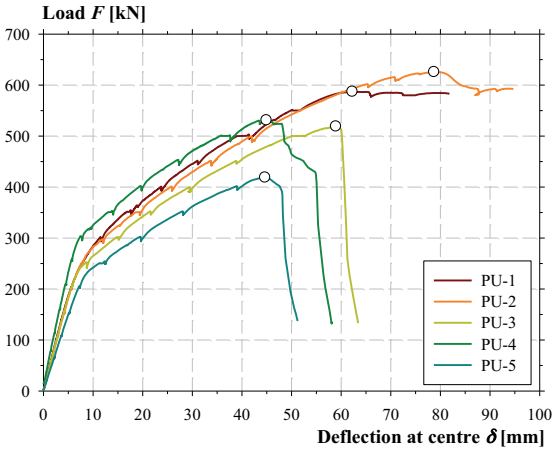


Fig. 6
Courbe force-déformation, étude PU.
Load-deflection relationship (UHPFRC).

de 3,00 m. La Figure 3 donne les caractéristiques des différents éléments d'essai; la Figure 4 illustre la géométrie des poutres ainsi que le dispositif d'essai.

Experimental study PH

Description of the load tests

The seven members of the PH study were fabricated at the precast plant of Element SA in Tavel.

Résultats des essais de charge

La poutre PU1 a subi une rupture à la flexion avec un écrasement du béton comprimé (Fig. 5). Le dosage en fibres élevé a limité la formation de fissures obliques et a permis d'éviter une rupture au cisaillement (Fig. 7a). Pour la poutre PU2, on a également observé une rupture à la flexion (Fig. 7b). Les ouvertures de 400 mm n'ont donc pas influencé de façon significative la résistance au cisaillement. La charge de ruine de 625 kN a même été supérieure à celle de la poutre de référence PU1 (587 kN), en raison d'une orientation plus favorable des fibres dans la membrure tendue.

Les deux poutres PU3 et PU4 ont subi une rupture au cisaillement avec une fissuration dictée par l'effort tranchant et la présence des ouvertures (Fig. 8). La charge

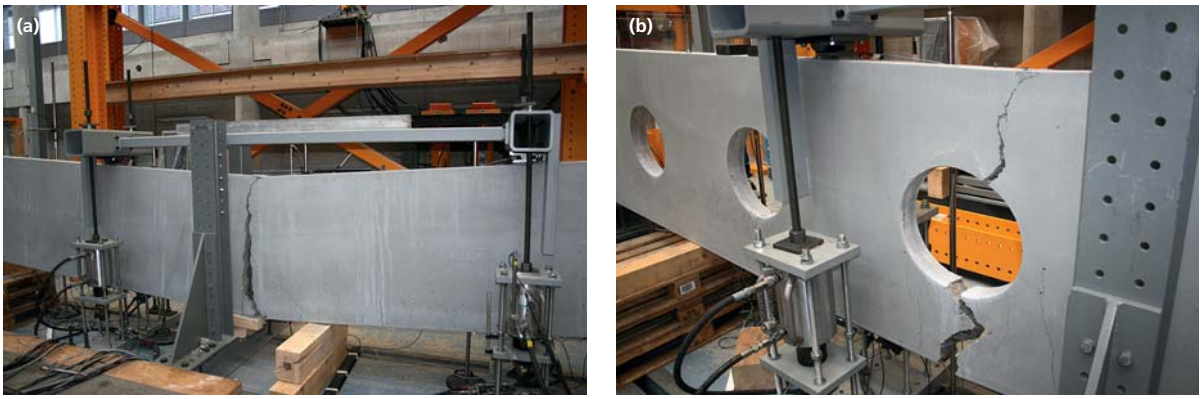


Fig. 7
Rupture des poutres PU1 (a) et PU2 (b).
Cracking pattern at failure of PU1 (a) and PU2 (b).

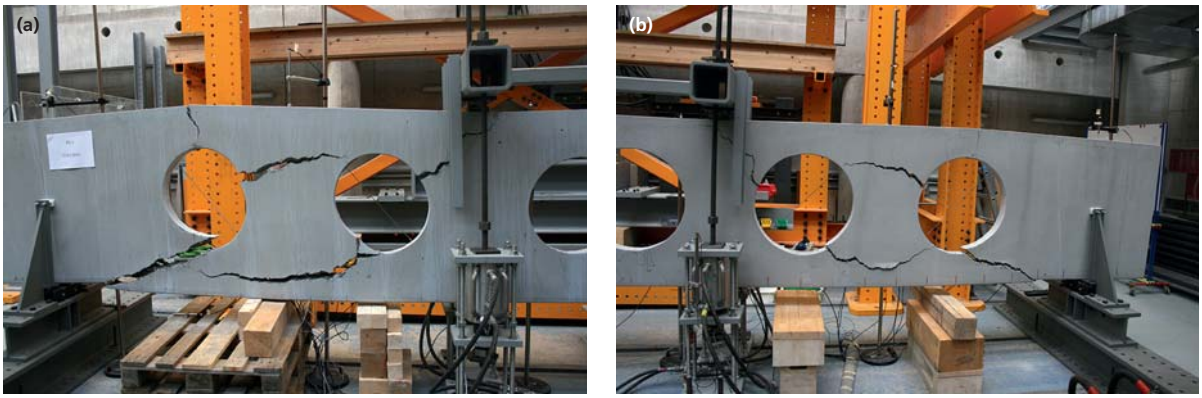


Fig. 8
Rupture des poutres PU3 (a) et PU5 (b).
Cracking pattern at failure of PU3 (a) and PU5 (b).

There was a specific mix design for this study. The specifications were self-compacting concrete, a compressive strength of 80 MPa and a fibre dosage type Dramix 5D of 30 and 40 kg/m³. The proposed concrete had a compressive cylinder strength f_{cm28} of 90.8 MPa and a Young's modulus E_{cm28} of 44.2 GPa. The beams had a length of 9.00 m, a height of 1000 mm and a thickness of 160 mm. The bending reinforcement consisted of six prestressed bottom strands of 0.6" and two top strands of 0.6". The variable parameters are the diameter of the openings, the fibre dosage, the intensity of the prestressing and the presence of shear reinforcement. The seven beams were subjected to the same 4-point load test by applying two concentrated loads, spaced 3.00 m apart (Fig. 4). Figure 9 shows the characteristics of each different tested beam.

Specimen	Openings ø [mm]	Prestressing force P_0 [kN]	Fibre dosage [kg/m³]	Shear reinforcement
PH1	–	8 x 125	30	–
PH2	400	8 x 125	30	–
PH3	500	8 x 125	30	
PH4	500	8 x 125	40	
PH5	500	8 x 175	30	
PH6	500	8 x 125	30	2 x ø16 (diagonal –45°)
PH7	500	8 x 125	30	3 x ø10 (vertical)

Fig. 9
Caractéristiques des poutres, étude PH.
Main properties of tested beams (HPFRC).

Specimen	Ultimate load F_u [kN]	$\frac{F_u - F_u\,(\text{Ref.})}{F_u\,(\text{Ref.})}$	Failure	Mid-span deflection δ_u [mm]
PH1 (Ref.)	830	–	Shear	64,1
PH2	560	–33%	Shear	31,8
PH3	390	–53%	Shear	24,9
PH4	380	–54%	Shear	32,3
PH5	436	–48%	Shear	20,1
PH6	869	+5%	Shear	58,4
PH7	696	–16%	Shear	56,6

Fig. 10
Charges et déplacements de ruine, étude PH.
Experimental ultimate loads and associated mid-span displacements (HPFRC).

Test results

For the PH study, all the beams exhibited a shear failure mechanism (Fig. 10). The fibre dosage of 30 kg/m³ does not provide enough resistance to withstand concentrated loads. For the reference beam PH1, diagonal cracking (30°), between the support and the location where the load is applied, is formed abruptly and led to a violent collapse (830 kN) due to a shear failure along with concrete crushing. For the PH2 beam, the cracking pattern is influenced by the presence of openings (Fig. 13). The failure load is reduced to 560 kN, which corresponds to 33% loss when compared to the reference beam.

Acknowledgements
These theoretical and experimental studies were financed by a research fund of the University of Applied Sciences, Fribourg. They were supported by several companies: for the UHPFRC beams, MFP Préfabrication SA and BSI Eiffage SA, for the HPFRC beams, Element SA, Bekaert SA and Sika SA. The authors wish to sincerely thank all these companies for their generous support of this research.

de rupture était réduite à 519 kN pour la poutre PU3 et à 531 kN pour la poutre PU4. L'augmentation de la précontrainte de 30% a ainsi eu pour effet une augmentation de la charge de ruine de 2%, mais une réduction de la flèche de 25%. Pour la poutre PU5, avec des ouvertures de 600 mm, on a observé une nette diminution de la charge ultime à 418 kN. En outre, le mécanisme de ruine correspondait à celui d'une poutre Vierendeel.

Etude expérimentale PH

Description des essais

Les sept éléments d'essai de la deuxième étude PH ont été réalisés en béton autoplaçant à hautes performances dans les usines de préfabrication Element SA à Tavel. Le béton, proposé par Element SA, présentait une résistance à la compression sur cylin-

For beams PH3 and PH4, the failure loads were 390 kN and 380 kN, respectively. Thus, the increase in the fibre dosage did not increase the beam's ultimate strength, which may be explained by a less favourable fibre distribution in the tensile zone. For the beam PH5, where the prestressing force was increased by 30%, the failure load reached 436 kN, corresponding to a 12% gain when compared to beam PH3.
For beams PH6 and PH7, which include shear reinforcement, the behaviour and the beam's ultimate strength were improved. As a result, the collapse load of 869 kN for beam PH6, had diagonal reinforcement, and of 696 kN for beam PH7, with conventional vertical stirrups. Thus, beam PH6 evidenced a failure load slightly higher than the reference beam. For beam PH7, the large openings

dre f_{cm28} de 90,8 MPa et un module d'élasticité E_{cm28} de 44,2 GPa. Pour ce béton, des fibres métalliques de type Dramix 5D dans des dosages de 30 et 40 kg/m³ ont été utilisées. Les poutres avaient également une longueur de 9,00 m et une hauteur de 1000 mm. L'épaisseur était augmentée à 160 mm. L'armature de flexion était composée de huit torons précontraints de 0,6"; six de ces torons étaient placés en inférieur et deux en supérieur. Les paramètres variables étaient le diamètre des ouvertures, le dosage en fibres, le taux de précontrainte et la présence d'une armature de cisaillement (Fig. 9).

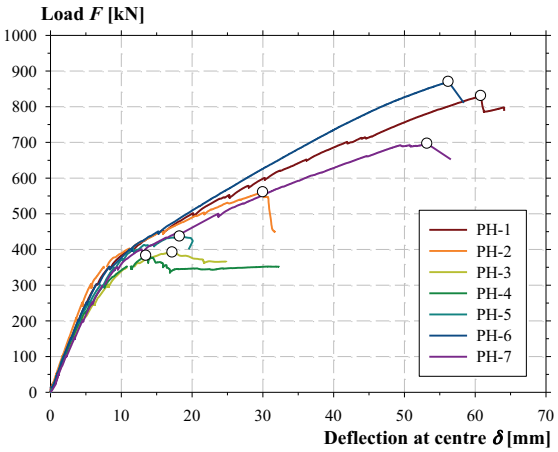


Fig. 11
Courbe force-déformation, étude PH.
Load-deflection relationship (HPFRC).

Résultats des essais de charge

Pour l'étude expérimentale PH, toutes les poutres ont subi une rupture au cisaillement (Fig. 10). Le dosage en fibres de 30 kg/m³ ne permettait pas d'apporter une résistance suffisante pour reprendre les charges concentrées. Pour la poutre de référence PH1, une fissure, partant de l'introduction de la charge vers les appuis, sous un angle de 30° environ, s'ouvrait fortement. Elle provoquait, pour une charge de 830 kN, une rupture brutale au cisaillement, accompagné d'un écrasement de la table de compression en pointe de la fissure diagonale. Pour la poutre PH2, le réseau des fissures obliques était influencé par la présence des ouvertures (Fig. 13). La charge de rupture baissait à 560 kN, ce qui correspondait à une perte de 33% par rapport à la poutre de référence.

Pour les poutres PH3 et PH4, les charges de rupture étaient de 390 kN, resp. 380 kN. L'augmentation du dosage en fibres n'avait donc pas apporté d'augmentation de la charge de rupture ce qui peut s'expliquer par une répartition moins favorable des fibres dans la partie tendue. Pour la poutre PH5 où la précontrainte était augmentée de 30%, la charge de rupture montait à 436 kN, soit une augmentation de 12% par rapport à la poutre PH3.

Pour les poutres PH6 et PH7, dans lesquelles une armature de cisaillement était intégrée, le comportement s'améliorait fortement. La charge de ruine atteignait 869 kN pour la poutre PH6 avec une armature relevée à 45° et 696 kN pour la poutre PH7 avec des étriers verticaux conventionnels. La poutre PH6 accusait ainsi une charge de ruine légèrement supérieure à la poutre de référence. Pour la poutre PH7, les grandes ouvertures et le renforcement des zones de béton intermédiaires provoquaient un mécanisme de ruine d'une poutre Vierendeel, avec rupture des membrures au niveau d'une ouverture.

Conclusions

Les études théoriques et expérimentales sur douze poutres ajourées en béton fibré à hautes et à ultra-hautes performances (BFHP et BFUP) ont mis en évidence un comportement très prometteur qui suscite un intérêt majeur pour l'emploi de ces éléments de structure.

Les poutres ajourées en BFUP paraissent surtout intéressantes pour des charges réparties faibles à moyennes, où leur élancement et leur légèreté offrent une esthétique particulière. Pour des charges plus élevées, l'emploi de poutres ajourées en BFHP sera mieux adapté. En présence de charges concentrées, il sera nécessaire de faire appel à une armature de cisaillement simple sous forme d'étriers qui s'est avéré très efficace. Les fibres métalliques permet-

and the shear reinforcement located in the intermediate zones led to a failure mechanism similar to that of a Vierendeel beam, with a shift in a circular opening.

Conclusions

The theoretical and experimental studies carried out on twelve prestressed high and ultra-high performance fibre-reinforced concrete (HPFRC and UHPFRC) cellular beams showed a very promising behaviour, which increases the interest in using these structural elements.

Cellular beams in UHPFRC seem particularly interesting in supporting low to medium distributed loads, where their slenderness and lightness are particularly aesthetic. For higher loads, the use of cellular beams in HPFRC is more suitable. In the presence of concentrated loads, it is necessary to resort to a simplified shear reinforcement, which proved to

Remerciements
Les études théoriques et expérimentales ont été financées par un crédit de recherche de l'Ecole d'ingénieurs et d'architectes de Fribourg. Elles ont été soutenues par différents partenaires industriels: pour les éléments en BFUP, les entreprises MFP Préfabrication SA et BSI Eiffage SA; pour les éléments en BFHP, les entreprises Element SA, Bekaert SA et Sika SA. Les auteurs tiennent à remercier ces entreprises pour leur soutien aux projets de recherche.

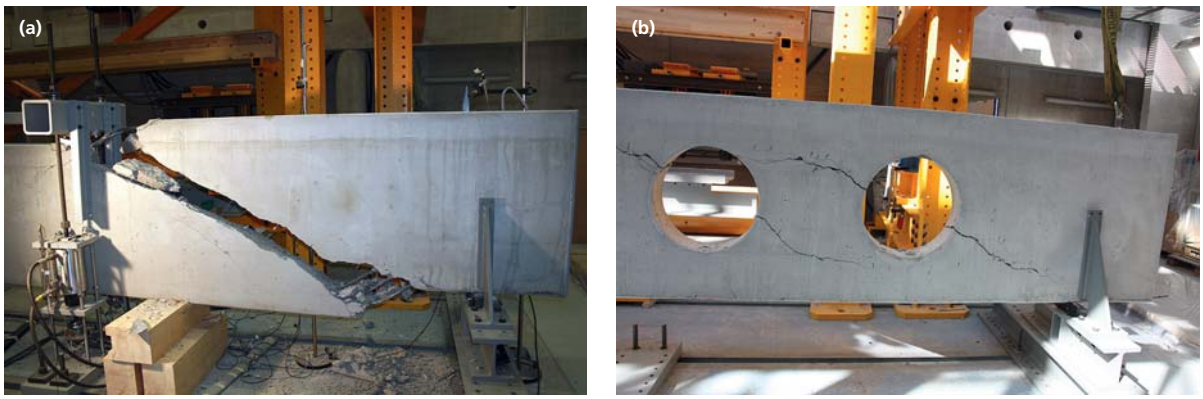


Fig. 12
Rupture des poutres PH1 (a) et PH4 (b).
Cracking pattern at failure of PH1 (a) and PH4 (b).

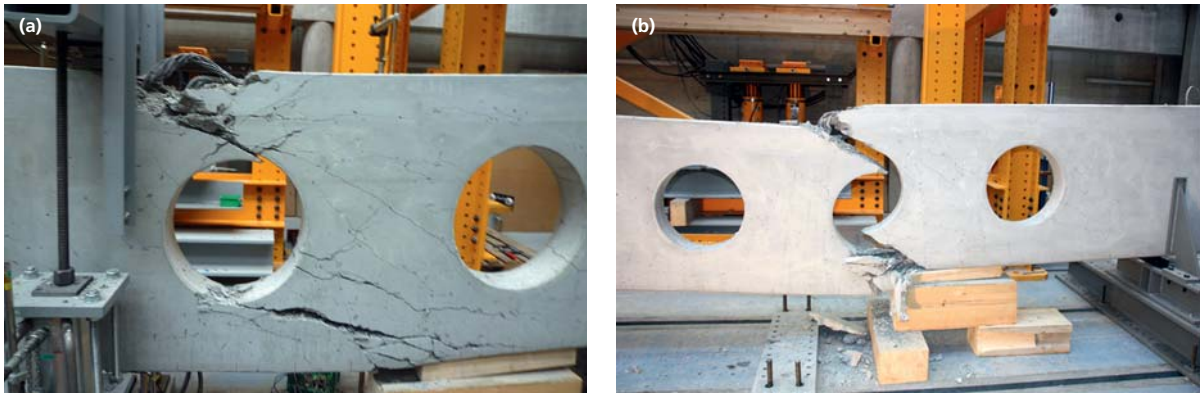


Fig. 13
Rupture des poutres PH6 (a) et PH7 (b).
Cracking pattern at failure of PH6 (a) and PH7 (b).

be very effective. However, the steel fibres may limit crack opening and dispense with the need for other secondary shear or distributed reinforcement.
The shear strength of a cellular beam in UHPFRC and HPFRC decreases in function of the diameter of the opening. This decrease is more pronounced for HPFRC beams, mainly due to the big difference in the fibre dosage.
The diameter of the opening should not exceed half the height of the beams in order to avoid a significant reduction in the shear strength. Regarding the fibre dosage, it is recommended to include at least 40 kg/m^3, which is necessary to ensure an adequate distribution of fibres.

tent cependant de limiter l'ouverture des fissures et de renoncer à d'autres armatures secondaires de cisaillement ou de fissuration.
La résistance au cisaillement et la rigidité d'une poutre ajourée en BFUP et en BFHP baissent en fonction du diamètre des ouvertures. Cette baisse est plus marquée pour les poutres en BFHP en raison, notamment, de la grande différence des dosages en fibres. Afin d'éviter une réduction sensible de la rigidité et de la résistance au cisaillement, le diamètre des ouvertures ne devrait donc pas dépasser la moitié de la hauteur des poutres.
En ce qui concerne le dosage en fibres, il est recommandé d'intégrer au moins 40 kg/m^3 de fibres de haut de gamme. Ce dosage parait nécessaire afin d'assurer une répartition suffisante des fibres.

Auteurs/Authors

René Suter
Prof. Dr. sc. techn.
rene.suter@hefr.ch

João Tomás
Ing. MSc
joaotomas20@gmail.com

Lionel Moreillon
Dr. Université Paris Est
lionel.moreillon@hefr.ch

Ecole d'ingénieurs et d'architectes
de Fribourg
CH-1705 Fribourg

Textilbetonplattenversuche
Plate tests on textile-reinforced concrete

Hartwig Stempfle, Edith Schurtenberger

Einleitung

Stahlbeton hat sich in der Schweiz als Baustoff sehr bewährt. Eine Alternative zur korrosionsanfälligen Stahlbewehrung ist eine Verstärkung des Betons durch Textilgelege. Schweizweit ist dieser Verbundwerkstoff sehr wenig erforscht, international haben sich aber schon einige Institute mit den wesentlichen Einflussgrössen auf das Tragverhalten von textilbewehrtem Beton unter Biege- und Normalkraftbeanspruchung beschäftigt [1].

In den Forschungsarbeiten zeigte sich, dass im Gegensatz zur herkömmlichen Bewehrung die bisher verwendeten Textilien ein linear-elastisches, sprödes Tragverhalten aufweisen, die Verankerung lediglich auf Adhäsion und Reibung beruht und die Verbundeigenschaften sehr inhomogen sind [2–6].

Für den Ersatz der Fussgängerbrückenplatte des Mattenstegs in Zürich plant im Auftrag der Stadt Zürich das projektierende Büro Locher Ingenieure AG zusammen mit der Holcim (Schweiz) AG und der Alphabeton AG eine Textilbetonplatte für die Fussgängerbrücke. Für die bestehende Stahlunterkonstruktion ist von Vorteil, dass im Gegensatz zu einer herkömmlich bewehrten Platte Gewicht eingespart wird. Da kein Korrosionsrisiko besteht, reicht eine geringe Bewehrungsüberdeckung, was einen schlanken Querschnitt ermöglicht.

Da es für textilbewehrten Beton keine entsprechenden Berechnungsansätze in der Schweizer Norm gibt, beauftragte das Tiefbauamt Zürich die Hochschule Luzern Technik und Architektur Bauteilversuche durchzuführen, damit die Berechnungen verifiziert werden können.

Introduction

Reinforced concrete is considered a reliable construction material in Switzerland. For this material textile layers offer an interesting alternative to the conventional steel reinforcement, which is prone to corrosion. Within Switzerland little research on textile-reinforced concrete has been carried out; internationally, however, several research institutes have investigated the relevant properties of the material in bending and under axial force [1].

In existing research it has been shown that the currently used textile reinforcement exhibits linear-elastic material behaviour with brittle failure, as opposed to the ductile behaviour of traditional steel reinforcement. The textile reinforcement is anchored in the cement matrix by adhesion and friction, exhibiting highly inhomogeneous composite characteristics [2–6].

For the replacement of the pedestrian bridge deck of the "Mattensteg" in Zurich commissioned by the City of Zurich, the designers Locher Ingenieure AG in collaboration with Holcim (Switzerland) AG and Alphabeton AG are planning a textile-reinforced bridge

Versuchskörper

Fig. 2 zeigt die Abmessungen der Versuchskörper. Es wurde eine wie im Projekt vorgesehene Platte hergestellt, die in sechs Versuchskörper geschnitten wurde. Eingelegt waren oben und unten je zwei Textilgelege mit einem Abstand von 4 resp. 36 mm. Als Abstandshalter zwischen den vier Gelegeschichten wurde ebenfalls ein Textil der gleichen Beschaffenheit verwendet.

Die Platten werden im realen Projekt auf Stahlprofile aufgelegt (siehe Fig. 2c) und entsprechen somit dem statischen System eines einfachen Balkens. Aufgrund der

Einsatzgebiete/Fields of application	Vorteile/Advantages	Nachteile/Disadvantages
– Fassadenelemente – Schalen- und Stabtragwerke – Sandwichelemente – Fussgängerbrücken (auch vorgespannt) – Verstärkung bestehender Bauwerke	– Korrosionsbeständig, ermöglicht schlanke Bauteile – Dichter als Normalbeton, da eine sehr feinkörniger Beton verwendet wird – Verzicht auf Abdichtung ist möglich und somit kostengünstig	– Sprödes Materialverhalten des Gewebes – Carbongelege sind teuer – Herstellung erfordert Sachkenntnisse vom Her-stelle
– Facade elements – Shell and beam structures – Sandwich panels – Pedestrian bridges (also prestressed) – Reinforcement of existing buildings	– Corrosion-resistant, makes slender structural components possible – More dense then normal concrete, because a very fine-grained concrete is used – Waterproof seal is not necessary, reducing the costs.	– Brittle material behaviour of the textile – Carbon fibre composites are expensive – Manufacture needs special know-how

Fig. 1
Einsatzgebiete sowie Vor- und Nachteile von Textilbeton.
Fields of application as well as advantages and disadvantages of textile reinforced concrete.

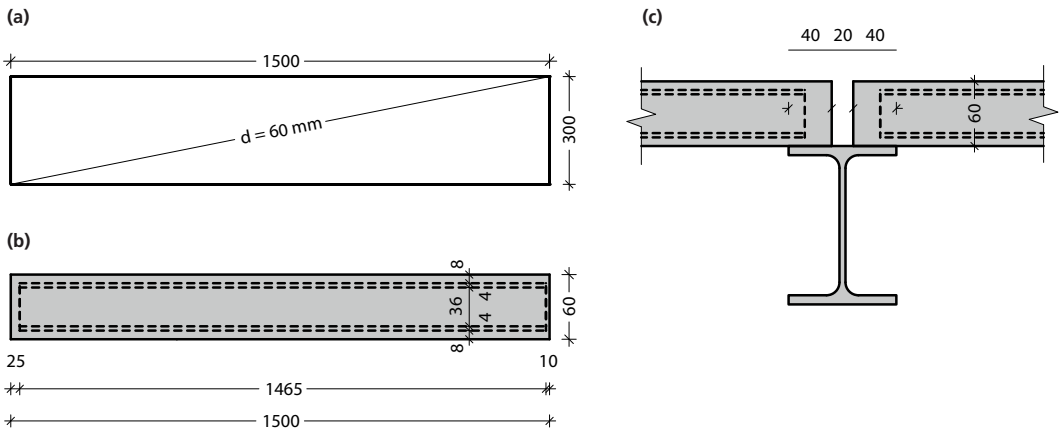


Fig. 2
a) Grundriss der Versuchskörper [mm]; b) Überhöhter Längsschnitt der Versuchskörper [mm];
c) Späterer Einbau der Platten auf dem Steg.
a) Plan of the test specimens [mm]; b) Section of the test specimens [mm] (not to scale);
c) Position of bridge deck on existing substructure.

deck for the pedestrian bridge. One of the main advantages of this solution is the reduced bridge deck self-weight on the existing steel substructure. As there is no risk of reinforcement corrosion, minimum concrete covers can be used, which leads to a very small plate thickness.
As no normative requirements for textile-reinforced concrete exist within the Swiss Standards, the Lucerne University of Applied Sciences and Arts carried out structural tests for the Civil Engineering Department of Zurich, to verify the theoretical assumptions and calculations.

Test specimens

Fig. 2 shows the dimensions of the test specimens. A bridge deck plate as proposed for the bridge rehabilitation project was fabricated and then cut to form six separate test specimens. Two layers of top and bottom textile reinforcement were placed in the plate. The distance between the layers was 4 mm and 36 mm, respectively. To maintain the required distance between the reinforcement layers, an additional textile spacer of similar properties was added.
On the existing bridge, the new bridge deck will be placed on steel profiles (see Fig. 2c) and correspond to a static system of a

kurzen Auflagerfläche und der geringen Verankerungslänge der Zugbewehrung war ein Augenmerk auf die Auflagersituation und Verankerung der Textilbewehrung zu legen. Um eine Verankerung zu erreichen, wurde das Gelege auf der Seite nach oben umgeknickt. An dieser Stelle brach es teilweise.
Es wurde ein feinkörniger, selbstverdichtender Beton mit den

simply supported beam. Because of the small support area and the short anchorage length of the tensile reinforcement it was necessary to pay particular attention to the support configuration and the anchorage of the reinforcement. To achieve a sufficient anchorage length of the reinforcement, the textile layer was bent upwards at the sides, which led to some rupturing of the fabric.

Property	
Compressive strength f_{cm} (test specimen 40x40x160 mm)	112.6 ± 2.8 N/mm²
Bending tensile strength f_{ctm}	15.2 ± 0.6 N/mm²
Modulus of elasticity E_{cm}	44 944 ± 237 N/mm²
Density ρ	2372 ± 57.7 kg/m³

Fig. 3
Kennwerte Beton.
Concrete properties.

Property	
Tensile strength f_{fil}	5000 N/mm²
Modulus of elasticity E_{fil}	270 000 N/mm²
Strain at rupture $\varepsilon_{y,fil}$	1.90 %

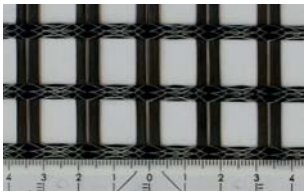


Fig. 4
Kennwerte Filamente des Carbongeleges und Foto.
Properties of the carbon fibre filaments with picture.

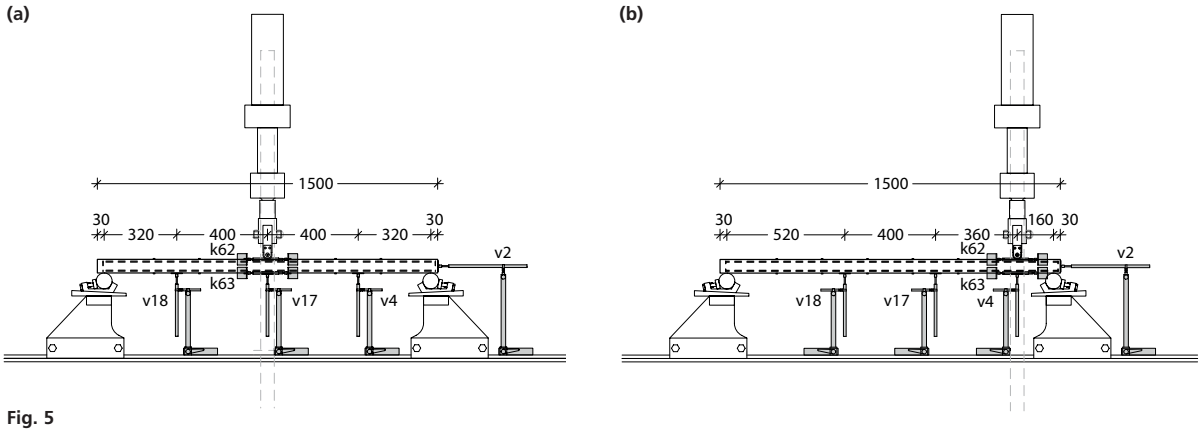


Fig. 5
Schematischer Versuchsaufbau: a) Biegeversuche; b) Querkraftversuche.
Schematic test setup: a) Bending tests; b) Shear tests.

Eigenschaften aus Fig. 3 verwendet. Das Gelege bestand aus langfaserigen Garnen (auch Rovings genannt). Diese wiederum setzen sich aus vielen Einzelfasern, den Filamenten, zusammen. Das Gelege in den Versuchskörpern bestand aus einem bidirektionalen Carbongelege Sigratex® Grid B der Firma SGL Group. Das Gelege wurde beschichtet. Gemäss Hersteller hatten die Garne die in Fig. 4 aufgelisteten Eigenschaften. Diese Eigenschaften sind nicht gleichzusetzen mit den Eigenschaften des gesamten Geleges.

Versuchsdurchführung

Für die 3-Punkt-Biegeversuche wie auch für die Querkraftversuche wurde die gleiche Versuchseinrichtung verwendet. Der Versuchsaufbau ist in Fig. 5 dargestellt. Die Lagerung entspricht auch dem späteren Einbau. Mit dem gewählten Aufbau der Querkraftversuche ergab sich ein Winkel von 20,5° von der Krafteinleitstelle zum Auflager.

Es wurden die Risse pro Laststufe und die Verformungen mit den Wegaufnehmern und den Dehnungsmessern aufgezeichnet (Fig. 5).

Alle Körper wurden über den linearen Bereich hinaus belastet, anschliessend fand eine komplette Entlastung statt, um zum Schluss die Last bis zum Bruch zu erhöhen. Insgesamt wurden acht Laststufen pro Versuchskörper gemessen.

Very fine-grained, self-compacting concrete was used to fabricate the plate. The concrete properties are shown in Fig. 4.

The textile reinforcement consists of threads, also called rovings. The rovings in turn consist of many single fibres, called filaments. The fabric used in the test specimens was a bidirectional carbon fibre composite Sigratex Grid B, manufactured by the SGL Group. The fabric was coated and the rovings exhibited the properties in Fig. 4 provided by the manufacturer. It should be noted that the properties of the textile differ from those of the rovings.

Test setup

The same test configuration shown in Fig. 5 was used for both

Versuchsresultate Biegeversuche

Allgemein kann gesagt werden, dass die drei Versuchskörper das gleiche Tragverhalten aufgewiesen haben und die quantitativen Unterschiede gering waren.

Die Biegeversuche ergaben einen Kraft-Verformungsverlauf wie in Fig. 6 dargestellt. Der erste Riss entstand bei einer Last von 3,5 bis 3,9 kN, was im Schnitt 15% der Bruchlast entsprach. Bis dahin betrug die Durchbiegung unter der Lasteinleitung durchschnittlich 1,5 mm.

Sobald der Beton das erste Mal gerissen war, was ausnahmslos immer direkt unter der Lasteinleitung der Fall war, flachte die Kurve ab. Die Kurve kann als abschnittsweise annähernd linear

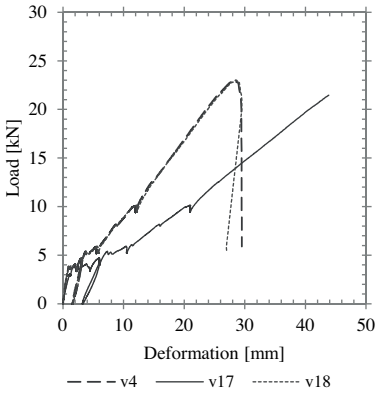


Fig. 6
Kraft-Verformungsdiagramm Biegeversuche.
Load-deformation curves of the bending tests.

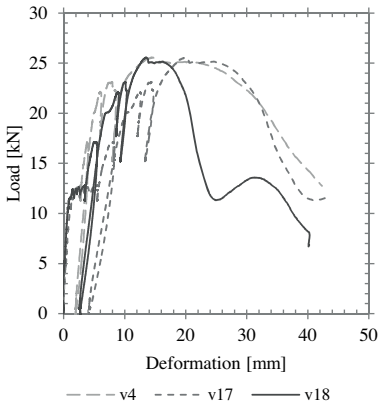


Fig. 7
Kraft-Verformungsdiagramm Querkraftversuche.
Load-deformation curves of the shear tests.

		Load F_u [kN]	Deformation w [mm]
Bending (w at 90% F_u)	1	26.6	22.3
	2	23.0	21.1
	3	22.3	20.0
Shear (w at F_u)	4	29.4	22.9
	5	25.5	14.3
	6	22.5	5.7

Fig. 8
Zusammenstellung Bruchkraft und Verformung.
Loads and deformations at failure.

the 3-point-bending tests and the shear tests. The bearing is the same as in the further project. In the shear test the angle between the support and the point of load application is 20.5°. For each load level the cracks were recorded and the deformations were measured with displacement transducers and strain gauges (Fig. 5).
All test specimens were loaded beyond the elastic limit, then unloaded completely and finally loaded to failure. Eight load levels were applied to each specimen.

Test results – bending tests

Qualitatively, the three specimens exhibited a very similar behaviour in bending and the quantitative differences were also very small.
The load-deformation curve is shown in Fig. 6. The first crack appeared at a load between 3.5 kN and 3.9 kN, which corresponds to 15% of the failure load. At this load the average deflection was 1.5 mm.
As soon as the first crack formed, which occurred directly underneath the point of load application in all specimens, the slope of the load-deformation curve decreased. The load-deformation behaviour can be described roughly as segmentally linear. The cracks appeared symmetrically at a distance of approximately 10 cm from both sides of the load application point.
During unloading the deflections decreased linearly with the load. A residual deflection of 3.5 mm in the middle of the specimen remained after unloading.
The failure load was between 22.3 kN and 26.6 kN and a distinct ripping noise of the textile reinforcement could be heard. In one test specimen part of the fabric was exposed. No complete fabric ruptures could be observed visually. Fig. 9 shows the bottom of a specimen after testing.

Test results – shear tests

As for the bending tests, the behaviour of all three specimens in shear was similar. However, the quantitative differences were slightly larger than found for the bending tests.
In Fig. 7 the load-deformation curve for one of the three shear tests is shown.
The first crack occurred at a load between 9.0 kN and 11.7 kN, which corresponds to 30% to 50% of the failure load. The plate deflection underneath the point of load application was between 0.8 mm and 1.1 mm at this load.
Cracking was initiated at the point of load application and propagated towards the more distant support. The distance between the cracks was similar to the crack spacing measured in the bending tests.
After unloading the test specimens showed residual deflections of between 2.0 mm and 4.2 mm. The crack responsible for initiating shear failure formed at approximately 40% of the failure load between the point of load appli-

beschrieben werden. Die Risse entstanden mit ungefähr 10 cm Abstand gleichmässig auf beiden Seiten der Lasteinleitstelle.
Bei der Entlastung gingen die Durchbiegungen linear mit der Kraftabnahme zurück. Eine Restdurchbiegung in der Mitte von 3,5 mm blieb.
Die Bruchlast war bei 22,3 kN bis 26,6 kN erreicht. Das Reissen des Textilgeleges war deutlich hörbar. Bei einem Prüfkörper wurde in Plattenmitte ein Teil des Geleges freigelegt. Eine komplette Durchtrennung des Geleges war von blossem Auge nicht sichtbar. Die Unterseite eines Prüfkörpers nach Versuchsende zeigt Fig. 9.

Versuchsresultate Querkraftversuche

Auch bei den Querkraftversuchen war das Tragverhalten aller drei Versuchskörper gleich, die quantitativen Unterschiede waren aber etwas grösser als bei den Biegeversuchen.
Der Kraft-Verformungsverlauf eines der drei Querkraftversuche ist in Fig. 7 dargestellt.
Der erste Riss entstand bei einer Last von 9,0 bis 11.7 kN. Das entsprach 30 bis 50 % der Bruchlast. Bis dahin betrug die Durchbiegung unter der Lasteinleitung 0,8 bis 1,1 mm. Die Risse entstanden zuerst bei der Lasteinleitstelle und pflanzten sich zum Auflager mit dem grösseren Abstand fort. Der Abstand zwischen den Rissen war ähnlich breit wie bei den Biegeversuchen.

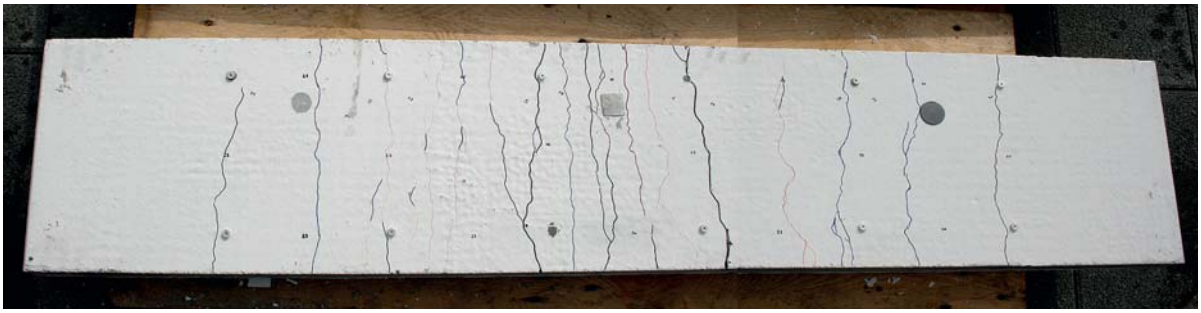


Fig. 9
Unterseite Biegeversuchskörper nach Versuchsende.
Bottom surface of bending test specimen after testing.

Als der Prüfkörper komplett entlastet wurde, blieb eine Restdurchbiegung von 2,0 bis 4,2 mm. Der für den Bruch massgebende Schubriss zwischen Lasteinleitung und nahem Auflager zeigte sich bei ungefähr 40 % der Bruchlast. Der Schubriss wies bei allen Versuchen einen Winkel von 35° auf.
Die Bruchlast der Querkraftversuche lag bei 22,5 bis 29,4 kN. Der Schubriss hatte beim Versagen eine Öffnung im Zentimeterbereich. Trotz eines enormen Knicks brach das Textil nicht (Fig. 10). Es fand aber ein Herausziehen des Geleges statt. Die Versuchskörper hingen noch im Textil und brachen nicht in zwei Teile auseinander. Der grössere Abstand der Textilbewehrung zum Rand (Fig. 2b) bei zwei Versuchen und der daraus resultierenden kleineren Verankerungslänge hatte keinen Einfluss auf die Versuchsergebnisse.

Zusammenfassung

Nach den je drei Biege- und Querkraftversuchen kann man folgende Aussagen machen:

- Die 1,5 x 0,3 x 0,06 m grossen Versuchskörper versagten bei einer zentrischen Last von ungefähr 24 kN und bei einer Querkraft von 25 kN.
- Die Durchbiegung in Plattenmitte bei den Biegeversuchen betrug bei 90% der Bruchlast durchschnittlich 46 mm. Danach mussten die Wegaufnehmer abgebaut werden.
- Das Verhalten war annähernd linear-elastisch. Die Steigung der Kraft-Verformungskurve änderte sich nach den ersten Rissen im Beton.
- Nach der Entlastung der Prüfkörper blieb eine Restverformung. Da Carbon ein rein linear-elastisches Werkstoffverhalten hat, sollte die Ursache der bleibenden Restverformung entweder im Schlupf oder im Ausrichten des Geleges liegen.
- Der Bruch kündigte sich nicht durch ein Fliessplateau an. Dennoch wurde aufgrund der grossen Verformungen und der immer zahlreicher werdenden Risse der Bruch angezeigt.
- In Plattenmitte des Biegeversuchs konnte man kein durchtrenntes Gelege erkennen. Alle Prüfkörper blieben als ein Stück erhalten.

Auch bei den Querkraftversuchen war keine Durchtrennung des Textilgeleges sichtbar, das Gelege wurde lediglich ausgezogen. Die kurze Verankerungslänge und das geknickte Gelege am Plattenende hatten keinen Einfluss auf den Versuchsausgang. Die Versuche haben gezeigt, dass der Widerstand der Elemente für die Einwirkungen der Fussgängerbrücke genügend gross ist. Auf der Grundlage der Versuche und der Literatur ist somit ohne gültige Normen eine Projektierung und Bemessung der textilbewehrten Platte möglich.
Der Textilbeton erlaubt es aufgrund seiner Werkstoffeigen-

cation and the less distant support. The angle of this crack was 35° in all tests.
The failure load for the shear tests was between 22.5 kN and 29.4 kN. At failure the crack width of the failure-inducing crack was around 1 cm. Although the textile reinforcement was bent severely at failure, no rupture of the fabric occurred (Fig. 10). However, it could be seen that parts of the layers had been pulled out of the specimens. The segments of the specimens remained connected to each other by the textile reinforcement. The reduced anchorage length of the reinforcement in two specimens, due to the larger distance of the fabric to the specimen end (Fig. 2b), did not appear to influence the test results.

Summary

The three bending and three shear tests yielded the following results:

- The test specimens with the dimensions 1.5 m x 0.3 m x 0.06 m failed in bending under a load of 24 kN. The shear failure occurred at a load of 25 kN.
- The deflection at the plate midpoint for the bending tests was approximately 46 mm at 90% of the failure load. Further measurements were impossible, as the displacement transducers needed to be removed from the specimens after this point.
- The plate behaviour was roughly linear elastic. The slope of

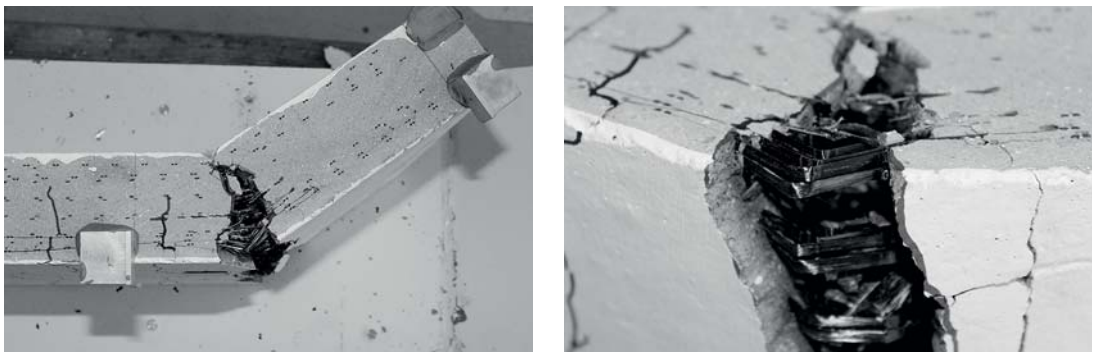


Fig. 10
Querkraftversuchskörper nach Versuchsende.
Shear test specimen after testing.

the load-deformation curve changed after the first cracks formed.

- After completely unloading the specimens, residual deflections remained. As the carbon fibre fabric exhibits purely linear-elastic behaviour, the residual deflections are thought to be due to slip or the alignment of the fabric.
- Failure was not preceded by a yield plateau. Nevertheless, the impending failure of the plates could be predicted by the increasing plate deflection and the rapidly increasing number of cracks.
- No complete textile reinforcement ruptures were visible at the plate mid point during the bending tests. All plate fragments remained attached to each other due to the reinforcement layers.
- As for the bending tests, no textile reinforcement ruptures occurred in the shear tests. However, parts of the fabric were pulled out of the concrete. The short anchorage length and the bent-up reinforcement at the plate ends did not influence the test results.

The testing has shown that the resistance of the elements is big enough to resist the actions in the case of a pedestrian bridge. Based on the test results and the literature it is possible to design the textile reinforced plate without existing codes. Due to the material properties of textile reinforced concrete a water-proof seal is not necessary. The slender construction reduces the load on the existing steel substructure. Regarding the advantages, inexpensive construction is possible in contrast to a steel-reinforced bridge deck.

schaften, auf eine Abdichtung zu verzichten. Mit der schlanken Abmessung wird die bestehende Stahlunterkonstruktion entlastet. Diese beiden Punkte ermöglichen eine günstigere Konstruktion als mit einer stahlbewehrten Ersatzplatte.

Referenzen/References

[1] W. Brameshuber W. (Eds); Textile Reinforced Concrete – State-of-the-Art Report of RILEM TC 201-TRC (Report No. 036); RILEM Publications SARL, 2006, 292 p.

[2] D. Ehlig, F. Schladitz, M. Frenzel, M. Curbach; Textilbeton – Ausgeführte Projekte im Überblick; Beton- und Stahlbetonbau (107), Issue 11, 777–785 pp., November 2012.

[3] J. Hegger, M. Horstmann, S. Voss, N. Will; Textilbewehrter Beton: Tragverhalten, Bemessung und Anwendung. Beton- und Stahlbetonbau; (102), Issue 6, 362–370 pp., Juni 2007

[4] J. Hegger, N. Will, M. Curbach, F. Jesse; Tragverhalten von textilbewehrtem Beton; Beton- und Stahlbetonbau (99), Issue 6; 452–455 pp.; Juni 2004

[5] J. Hegger, N. Will, H.N. Schneider, P. Kölzer; Neue Bauteile aus textilbewehrtem Beton; Beton- und Stahlbetonbau (99), Issue 6; 482–487 pp., Juni 2004

[6] S. Voss; Ingenieurmodelle zum Tragverhalten von textilbewehrtem Beton; Diss., Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen; 2008; 202 p.

Autoren/Authors

Hartwig Stempfle
Prof. Dr. sc. techn., Dipl.-Ing.
stempfle.hartwig@hslu.ch

Edith Schurtenberger
BSc FHZ
edith.schurtenberger@hslu.ch

Hochschule Luzern
CH-6048 Horw

Der Einfluss der Betonzusammensetzung auf das Risiko der Bildung plastischer Schwindrisse

The influence of concrete composition on the risk of plastic shrinkage cracking

Pietro Lura, Andreas Leemann, Carmelo Di Bella

Einleitung

Rissbildung durch behinderte Schwindverformungen kann die Dauerhaftigkeit von Stahlbetonbauten reduzieren, weil aggressive Stoffe (z. B. Chloride) rasch eindringen können. Frischbeton ist je nach Witterung zwischen dem Betonieren und dem Abbinden anfällig für die Bildung plastischer Schwindrisse [1]. Plastische Schwindrisse treten insbesondere in Betonböden und -belägen mit starker Verdunstung auf (Fig. 1a). Die wichtigste treibende Kraft dabei ist die Verdunstung von Wasser, die zur Bildung von Wassermenisken an der Betonoberfläche und damit zu hohen Zugspannungen führt [2,3]. Wenn das Blutungswasser an der Betonoberfläche durch Verdunstung verschwunden ist, entstehen die Wassermenisken (Fig. 1b). Diese Menisken verursachen einen kapillaren Unterdruck, der den gesamten Beton unter Druck setzt und Schwinden verursacht [2]. Solange er sich plastisch verformen kann, manifestieren sich die Spannungen als Setzen des Betons. Das Setzen hört sofort auf, wenn ein kritischer Punkt wenige Stunden nach dem Betoneinbau erreicht wird, ab dem sich der Beton nicht mehr plastisch verformen kann. Ab diesem Zeitpunkt können sich Risse

Introduction

Cracking due to restrained volume changes may accelerate deterioration by facilitating the ingress of aggressive agents (e. g., chloride ions that induce corrosion of the reinforcement) and ultimately decrease the service life of concrete structures. Fresh concrete is susceptible to plastic shrinkage cracking, depending on weather conditions after concrete placement and before the time of setting [1]. Plastic shrinkage cracks appear especially in concrete floors and pavements exposed to strong evaporation (Fig. 1a). The main driving force of plastic shrinkage cracking is evaporation

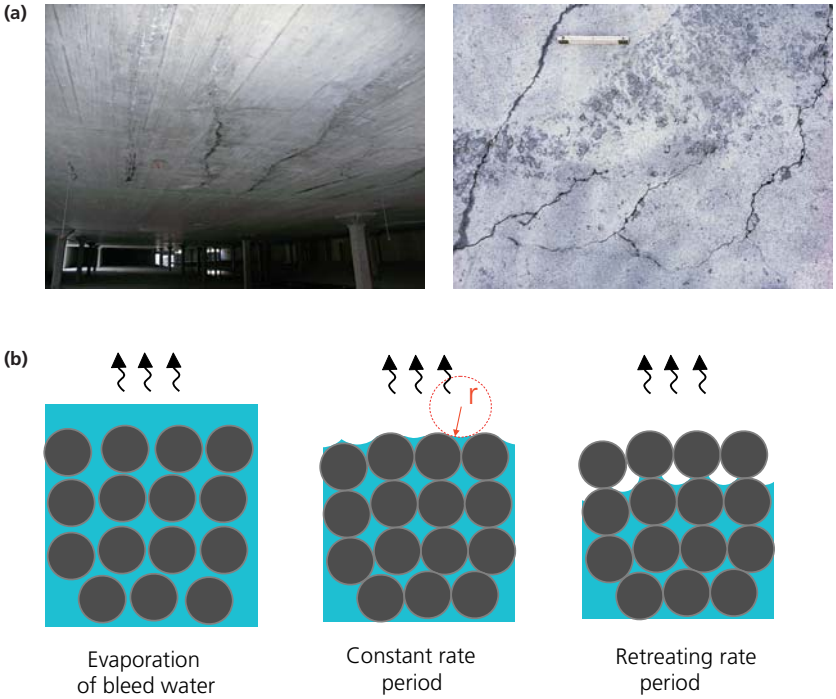


Fig. 1
a) Plastische Schwindrisse durch Betondecke [3] und b) schematische Darstellung der Trocknungsphasen im Frischbeton [4].
a) Plastic shrinkage cracks through concrete slab [3] and b) phases of drying of fresh concrete [4].

Mixture identifier	A	B	C	D	E	F	G
Aggregate 0/16 mm [kg/m³]	1855	1825	1900	1930	1765	1855	1855
CEM I 42.5 N [kg/m³]	352	396	302	352	352	–	–
CEM I 32.5 N [kg/m³]	–	–	–	–	–	352	–
CEM I 52.5 R [kg/m³]	–	–	–	–	–	–	352
Superplasticizer [mass-% of cement]	0.2	0.4	0.1	2.4	–	0.2	0.2
Cement paste content [l/m³]	**289**	**302**	**274**	**262**	**324**	**289**	**289**
w/c	**0.50**	**0.44**	**0.57**	**0.40**	**0.60**	**0.50**	**0.50**
Flow [cm]	40	47	38	40	59	41	38
Air content [volume-%]	3.9	3.8	3.6	3.4	1.1	3.8	3.2
Bleeding after 6 h [%]	2.00	1.25	3.58	0.15	6.26	3.79	0.56
Plastic shrinkage cracks	Yes, 4/4	Yes, 1/2	No, 0/2	No, 0/2	No, 0/2	No, 0/4	Yes, 3/4

Fig. 2
Zusammensetzung und Eigenschaften der Betone mit variablem w/z, Zementleimvolumen und Zementfeinheit.
Mixture composition and some properties of concrete with variable w/c, paste volume and fineness.

of water that creates menisci and high tensile stresses in the capillary water near the surface [2,3]. When the bleeding water on the surface of the concrete is consumed by evaporation, water menisci form (Fig. 1b). These menisci produce capillary stresses that put the whole of the concrete under compression and cause it to shrink [2]. As long as the concrete remains plastic, the capillary stress manifests itself as settlement of the concrete. The settlement of the plastic concrete suddenly stops when a critical point is reached a couple of hours after casting; at this point, cracks may develop. The extent of plastic shrinkage cracking is closely related to the evaporation rate, to the settlement and to the magnitude of the developed negative pressure [4]. When the concrete is cured immediately after casting (covered with sheets, sprayed with water or a curing agent), plastic shrinkage cracks can be prevented.
This study addresses the effect of the water-to-cement ratio (w/c), cement paste content and cement fineness on the risk of plastic shrinkage cracking.

Materials and Methods

The mixture compositions and the fresh concrete properties are shown in the results section (see Fig. 2).

bilden. Das Ausmass plastischer Schwindrisse hängt eng mit der Verdunstungsrate, dem Setzen und der Grössenordnung des kapillaren Unterdrucks zusammen [4]. Wird der Beton unmittelbar nach dem Einbau nachbehandelt (Abdecken mit Folie, Besprühen mit Wasser oder Curing-Mittel), können Frühschwindrisse vermieden werden.
Diese Studie befasst sich mit dem Einfluss des Wasserzementwerts (w/z), des Zementleimvolumens und der Zementfeinheit auf das Risiko der Bildung plastischer Schwindrisse.

Materialien und Methoden

Die Mischungszusammensetzung und die Frischbetoneigenschaften werden bei den Resultaten in Figur 2 gezeigt.
Ausbreitmass, Rohdichte und Luftgehalt wurden nach EN 12350-5, EN 12350-6 und EN 12350-7 bestimmt. Das Bluten wurde nach EN 480-4 während fünf Stunden gemessen.
Die plastische Schwindrissbildung wurde nach ASTM C1579-06 an zwei Prüfkörpern pro Betonmischung bestimmt. Zwei Schalungen (355 x 560 x 100 mm³) mit Stahleinlagen zur Rissinitiierung wurden mit Beton gefüllt und auf einem Vibriertisch verdichtet. Danach wurden die Schalungen in einen Klimaraum mit einer

Concrete flow, density and air content were measured according to EN 12350-5, EN 12350-6 and EN 12350-7. Bleeding was measured according to EN 480-4 for 5 hours.
Plastic shrinkage cracking according to ASTM C1579-06 was measured on two samples per mixture. Two molds (355 x 560 x 100 mm³), provided with steel inserts to initiate cracking, were filled with concrete and vibrated on a vibration table until compaction was complete. The molds were moved to a climate chamber with a temperature of 30 ± 1 °C and a relative humidity (RH) of 45 ± 5 %, provided with a wind tunnel. Temperature, RH and wind velocity (7 ± 0.5 m/s) were monitored at the concrete surface with coupled temperature/RH sensors and by anemometers. The crack width distribution was obtained from image analysis of the cracked concrete surface [5] at the end of the experiment, about 6 hours after casting.
Rate of evaporation, settlement and pore pressure were measured on the same samples used for plastic shrinkage cracking. Measurements of settlement of the fresh concrete surface were performed with non-contact lasers [3] on the surface of the plastic shrinkage cracking specimens. Measurements of pore pressure in the concrete were performed

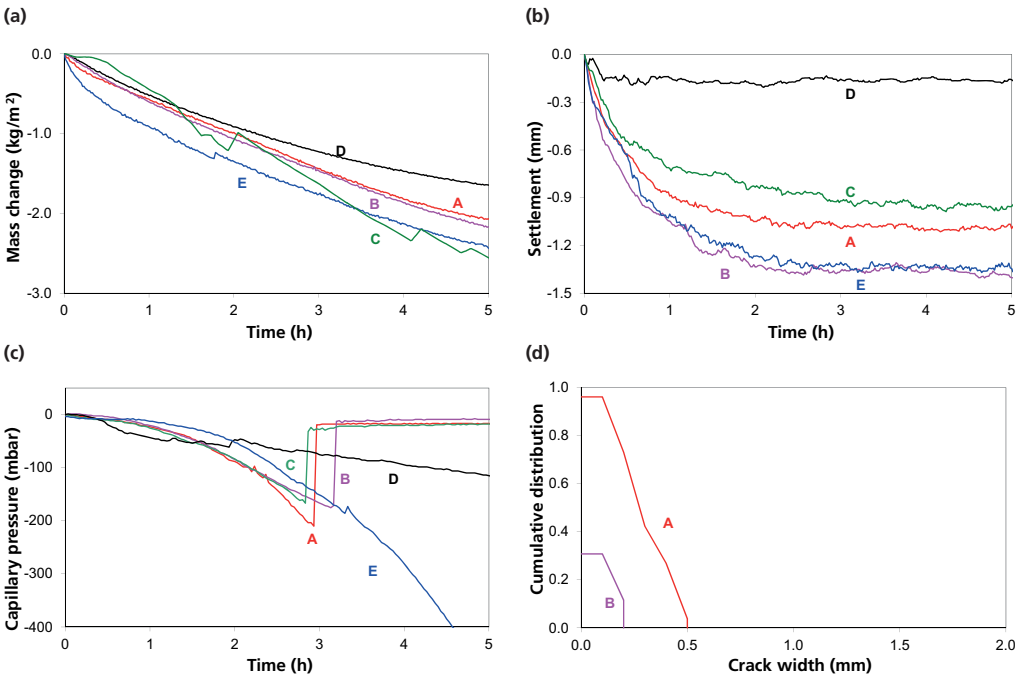


Fig. 3
Massenänderung durch Verdunstung (a), Setzen (b), Kapillardruck (c) und kumulative Rissbreitenverteilung (d) der Betone mit variablem w/z und Zementleimvolumen.
Mass change due to evaporation (a), settlement (b), capillary pressure (c) and cumulative crack width distribution (d) for concrete mixtures with variable w/c and paste volume.

Temperatur von 30±1 °C und einer relativen Feuchte (RF) von 45±5% in einem Windkanal platziert. Temperatur, RF und Windgeschwindigkeit (7±0,5 m/s) an der Betonoberfläche wurden durch gekoppelte Temperatur-/Feuchte-Sensoren und durch Anemometer aufgezeichnet. Die Rissbreitenverteilung wurde mittels Bildanalyse der gerissenen Betonoberfläche [5] am Ende des Versuchs etwa sechs Stunden nach der Betonherstellung vorgenommen. Verdunstungsrate, Setzen und Porendruck im Beton wurden an den gleichen Prüfkörpern gemessen wie das plastische Schwinden. Das Setzen wurde mit kontaktlosen Lasern [3] auf der Betonoberfläche der Prüfkörper bestimmt. Für die Messungen des kapillaren Unterdrucks im Beton wurden Tensiometer benutzt [2,4], die aus Drucksensoren bestehen, die über einen Gummischlauch mit im Beton platzierten Metallröhrchen verbunden sind.

Verdankung/Acknowledgement
Dieses Projekt wurde durch die cemsuisse finanziell unterstützt (Frühschwinden von Beton, Projekt 200901). Die Autoren möchten Patrick Fontana (BAM), Beat Münch und Walter Trindler (Empa) für ihre Unterstützung bei der Entwicklung der Versuchseinrichtung und Marcel Käppeli, Köbi Burkhard und Kurt Pfeiffer für deren Hilfe bei der Versuchsdurchführung danken.

This study was sponsored by cemsuisse (Frühschwinden von Beton, project 200901). The authors thank Patrick Fontana (BAM), Beat Münch and Walter Trindler (Empa) for their help in developing the experimental setup and Marcel Käppeli, Köbi Burkhard and Kurt Pfeiffer for their help with the experiments.

with tensiometers [2,4], consisting of a pressure sensor connected to a metallic tube by a rubber hose.

Results

Influence of water-to-cement ratio and cement paste volume

Fig. 2 shows the composition of 5 different concrete mixtures, all with CEM I 42.5 N but with different w/c and cement paste volumes. Fig. 2 also shows the concrete flow, air content, bleeding after 6 hours measured at 30 °C and the number of specimens that showed plastic shrinkage cracks. The mass change due to evaporation, the settlement (average value of three measurements), the capillary pressure in the pore fluid and the width distribution of the plastic shrinkage cracks are shown in Fig. 3. Due to the formation of air voids the recording of the capillary pressure can be interrupted. This is an artifact of the measurement. The cumulative crack distribution shows the relative crack length in relation to the sample width (both samples entirely cracked =

Resultate

Einfluss des w/z und des Zementleimvolumens

In Fig. 2 wird die Zusammensetzung der mit CEM I 42,5 N hergestellten Betone mit Ausbreitmass, Setzen, Luftgehalt, Bluten und Anzahl hergestellter und gerissener Prüfkörper aufgeführt. Die Massenänderung durch Verdunsten, Setzen, Kapillardruck und die Rissbreitenverteilung werden in Fig. 3 gezeigt. Mit der Bildung von Luftblasen bei der Messkapil-

Literatur/References
[1] TC. Powers; The properties of fresh concrete. John Wiley & Sons, New York, 1968, 686 pp.
[2] P. Lura, BJ. Pease, G. Mazzotta, F. Rajabipour, WJ. Weiss; Influence of shrinkage reducing-admixtures on the development of plastic shrinkage cracks. ACI Materials Journal 104 (2) (2007) 187–194.
[3] P.Lura, C. Di Bella, P. Fontana, W. Trindler, B. Münch, A. Leemann; An advanced experimental setup to study plastic shrinkage cracking of concrete. Proc. SMAR 2011, Dubai, United Arab Emirates, February 8–10, 2011.
[4] A. Radocea; A model of plastic shrinkage. Magazine of Concrete Research 46 (167) (1994) 125–132.
[5] C. Qi, J. Weiss, J. Olek; Characterization of plastic shrinkage cracking in fiber reinforced concrete using image analysis and a modified Weibull function. Materials and Structures 36 (260) (2003) 386–395.

1.0) and the width of theses cracks.
The first two mixtures (A and B) have high cement paste content and low w/c, resulting in little bleeding and early-age cracking (Fig. 3). Mixtures C and E exhibit high bleeding, resulting in small maximum pore pressures and no cracks. Mixture D (91% of paste volume with respect to A) bleeds little, but shows also little settlement, low pore pressures and no cracks. Apparently, particle-to-particle contacts are prevalent in these mixtures not only for the aggregate, but also for the cement. Accordingly, the pore pressures and the settlement are limited and no cracking occurs. Moreover, because of the small amount of bleeding water, menisci retreat quickly below the concrete surface, so that the stresses at the surface are likely to be small. This mechanism might also explain the reduced evaporation rate of D after a few hours (Fig. 3).

Influence of cement fineness
Three concrete mixtures with w/c 0.50 were produced correspon-

lare kann die Messung des kapillaren Unterdrucks unterbrochen werden. Es handelt sich dabei um ein Messartefakt. Die kumulativen Rissbreitenverteilung zeigt die relative Risslänge bezogen auf die Prüfkörperbreite (beide Prüfkörper vollständig gerissen = 1,0) und die Breite dieser Risse.
Die ersten beiden Betone (A und B) weisen ein hohes Zementleimvolumen und einen tiefen w/z auf, der zu geringem Bluten und früher Rissentstehung führt (Fig. 3). Die Betone C und E bluten stark, was zu geringem Unterdruck und keinen Rissen führt. Beton D (91% des Zementleimvolumens bezogen auf Beton A) blutet wenig, zeigt aber auch wenig Setzen, kleinen Unterdruck und keine Risse. Offensichtlich sind die Partikel-Partikel-Kontakte in diesen Betonen nicht nur bezogen auf die Gesteinskörnung sondern auch bezogen auf den Zement massgebend. Übereinstimmend sind Unterdruck und Setzen klein und es entstehen keine Risse. Zudem fallen die Wassermenisken wegen des geringen Blutens schnell unter die Betonoberfläche, weshalb die Spannungen an der Oberfläche klein sein dürften. Dieser Mechanismus kann wahrscheinlich auch die tiefe Verdunstungsrate des Betons D erklären (Fig. 3).

Einfluss der Zementfeinheit
Zusätzlich zum Beton A wurden noch zwei weitere Betone mit identischer Rezeptur (Betone F und G, Fig. 2) hergestellt. Die beiden Betone unterschieden sich nur in der Feinheit des verwendeten Zements vom mit CEM I 42,5 N (Blaine-Wert = 3150 cm^2/g) hergestellten Beton A: 2530 cm^2/g für CEM I 32,5 N und 4510 cm^2/g für CEM I 52,5 R.
Es fällt auf, dass das Bluten invers proportional zur Zementfeinheit ist. Der Beton F, hergestellt mit CEM I 32,5 N, blutet doppelt so viel wie Beton A und etwa acht Mal mehr als der mit CEM I 52,5 R hergestellte Beton G.
Die Verdunstung ist während der ersten zwei Stunden in allen drei Betonen vergleichbar. Nachher

ding to mixture A (concrete F and G, Fig. 2). They differed only for the Blaine fineness of the Portland cement: 2530 cm^2/g for CEM I 32.5 N, 3150 cm^2/g for CEM I 42.5 N and 4510 cm^2/g for CEM I 52.5 R.
It is noticed that bleeding is inversely proportional to cement fineness. Concrete F with CEM I 32.5 N bleeds about twice as much as concrete A and about eight times more than concrete G with CEM I 52.5 R.
The evaporation is similar in all mixtures in the first 2 hours, after which it decreases for concrete G. The settlement of the fresh concrete is highest for concrete A and lowest for concrete F. The underpressure in the pore fluid is proportional to the fineness of the cement. None of the four tested samples of concrete F cracked. In the case of concrete A, 4 samples out of 4 cracked. 3 out of 4 samples showed plastic shrinkage cracks in concrete G. The samples of concrete A had wider cracks than those of concrete G.

Discussion and conclusions

All concrete components and their proportions have a potential impact on the risk of cracking due to early shrinkage. In order of importance for the risk of cracking:

- water-cement ratio: The highest risk of cracking is present at a w/c in the range 0.45 to 0.55. If the w/c is higher, the concrete shows high bleeding, so that a film of water on the concrete surface is present for a long time. This prevents or delays the buildup of capillary pressures. In the case of low w/c, the concrete bleeds little. However, because even in the fine particle range particle-to-particle contacts are prevalent, little settlement occurs and the menisci retreat quickly beneath the surface. This results also in low capillary pressures and ultimately in little cracking.
- fineness of the cement: This parameter affects the process of cracking in two different ways. First, bleeding decreases with increasing fineness of the

nimmt sie beim Beton G stark ab. Beton A setzt sich am meisten und Beton F am wenigsten. Der kapillare Unterdruck ist proportional zur Zementfeinheit. Keine der vier mit CEM I 32,5 N hergestellten Prüfkörper riss. Im Fall von Beton A rissen vier der vier Prüfkörper. Drei der vier Prüfkörper beim Beton G entwickelten plastische Schwindrisse, die allerdings schmaler waren als beim Beton A.

Diskussion und Schlussfolgerungen

Alle Betonbestandteile und ihr verhältnismässiger Anteil haben einen potenziellen Einfluss auf das Risiko der Bildung plastischer Schwindrisse. In der Reihenfolge der Wichtigkeit für das Risiko der Rissbildung sind dies:

- Wasserzementwert: Das höchste Rissrisiko liegt bei einem w/z von 0,45 bis 0,55. Ist der w/z höher, blutet der Beton stark, sodass sich über lange Zeit ein Wasserfilm auf seiner Oberfläche halten kann. Dies verhindert oder verzögert zumindest den Aufbau eines kapillaren Unterdrucks. Im Fall eines tiefen w/z blutet der Beton nur wenig. Weil allerdings viele Partikel-Partikel-Kontakte vorhanden sind, setzt sich der Beton nur wenig und die Wassermenisken fallen schnell unter die Betonoberfläche. Dies hat nur geringen kapillaren Unterdruck und ein kleines Rissrisiko zur Folge.
- Zementfeinheit: Dieser Parameter beeinflusst die Rissbildung auf zwei Arten. Erstens wird das Bluten mit steigender Feinheit des Zements verringert. Entsprechend steigt das Rissrisiko. Zweitens steigt der Kapillardruck mit steigender Feinheit des Zements, was ebenfalls zu einer Erhöhung des Rissrisikos führt. Allerdings kann feingemahlener Zement schneller hydratisieren, was das Rissrisiko durch eine frühe Festigkeitsentwicklung wieder reduzieren kann.
- Zementleimvolumen: Im Falle eines kleinen Zementleimvolumens kann die Gesteinskörnung eine räumliche Struktur mit zahlreichen Partikel-Partikel-Kontakten bilden, wodurch die kapillaren Spannungen klein gehalten werden. Bei einem hohen Zementleimvolumen kann das Rissrisiko über den verwendeten w/z abgeschätzt werden.

Beton sollte immer nachbehandelt werden. Speziell bei Beton mit hohem Rissrisiko hat die Nachbehandlung unmittelbar nach dem Einbau und nicht erst nach 3 bis 4 Stunden zu erfolgen. Es gilt auch zu beachten, dass Witterungsbedingungen, die zu einer hohen Verdunstungsrate führen, wie hohe Windgeschwindigkeit, hohe Temperatur und tiefe Luftfeuchtigkeit, das Rissrisiko erhöhen.

cement. Correspondingly, the risk of cracking increases. Second, the capillary pressure increases with increasing fineness of the cement, which increases the risk of cracking as well. However, if cement is ground finely it might react faster and the cracking risk might be reduced by an early strength gain.

- cement paste volume: In the case of low cement paste volumes, the aggregates form a spatial structure with numerous grain-to-grain contacts, which results in small capillary stresses. At high cement paste volumes, the risk of cracking can be estimated on the basis of the w/c ratio.

Concrete should always be cured. Immediate curing after casting, and not with a delay of 3–4 hours, is especially important for concrete with high cracking risk. The cracking risk can be increased by environmental conditions increasing the evaporation rate, like high wind speed, high temperature or low relative humidity.

Autoren/Authors

Pietro Lura
Prof. Dr. Eng.
Empa and Institute for Building Materials, ETH-Zurich
CH-8092 Zurich
pietro.lura@empa.ch

Andreas Leemann
Dr. sc. nat, dipl. Geol. ETH
Empa, Swiss Federal Laboratories for Materials Science and Technology
CH-8600 Dübendorf
andreas.leemann@empa.ch

Carmelo Di Bella
M. Sc. Eng.
Empa, Swiss Federal Laboratories for Materials Science and Technology
CH-8600 Dübendorf
carmelo.dibella@empa.ch

Versuche und physikalisches Berechnungsmodell zur Ermüdung von Stahlbetonbrücken

Tests on and physical calculation model for fatigue in reinforced concrete bridges

Thomas Vogel, Patrick Fehlmann

Einleitung

Das Strassennetz bildet einen wichtigen Bestandteil der Infrastruktur eines Landes, sowohl für den Personen- als auch für den Güterverkehr. Überlegungen zum Ressourcenverbrauch und zur Umweltbelastung führen kaum zu einer Beschränkung von Mobilität oder Frachtvolumen; sie liefern jedoch willkommene Argumente zur Verflüssigung des Verkehrs, zur Erhöhung der Achslasten und zur Reduktion des Anteils an Leerfahrten. Damit nimmt die Beanspruchung der Infrastruktur, insbesondere auch der Kunstbauten, stetig zu. Die zugelassenen Achslasten steigen, werden bisweilen auch überschritten und die Frequenz nimmt ebenfalls zu. Bezüglich Ermüdung sind jene Bauteile am meisten betroffen, die unmittelbar von den Rädern der Fahrzeuge belastet werden, denn dort ergibt nicht nur jede Fahrzeug-, sondern jede Achsüberfahrt eine massgebende Spannungsdifferenz. Damit ist bei kleineren Tragwerken, wie Rahmen für Unterführungen und Durchlässe, am ehesten mit Ermüdung zu rechnen.
Das Phänomen der Ermüdung ist bei Metallen an sich gut erforscht; beim Stahlbeton, wo die Bewehrung auf vielfältige Weise mit dem Beton zusammenwirkt, gibt es jedoch noch Lücken. Über die Ermüdung des Betons selbst ist noch wenig bekannt; allerdings ist er in der Regel nicht massgebend für das Ermüdungsverhalten des Bauteils. Die Ermüdungsnachweise der einschlägigen Normen sind deshalb nach dem Vorsorgeprinzip konservativ ausgelegt und die Ermüdungssicherheit kann bei manchen Tragwerken rechnerisch nicht normengemäss nachgewiesen werden.

Introduction

The road network is an important asset of any country for both passenger and freight traffic. Considerations regarding use of resources and environmental impact are having very little success in restricting mobility or freight volume, however they strengthen the arguments for improving traffic flow, increasing axle loads and reducing the number of unnecessary journeys. Thus, the demands placed on the infrastructure, especially engineering structures, continue to increase. The permitted axle loads are being increased. Despite this, sometimes they are still exceeded. The frequency of journeys is increasing as well. With regard to fatigue, the structural elements that suffer most are those directly loaded by the wheels of the vehicles, because there not only every vehicle but also every axle load causes a significant stress difference. Therefore, small structures like frames for underpasses and culverts are most likely to be prone to fatigue.
The phenomenon of fatigue in metals is well researched, but in the field of reinforced concrete, in which the reinforcement interacts with the concrete in intricate ways, gaps in our knowledge still exist. Data on the fatigue of the concrete itself however is not in general decisive for the fatigue behaviour of a structural member. That is why the methods of verification for fatigue given in the respective codes are conservative, to be on the safe side, and thus for many structures the structural safety with regard to fatigue cannot be verified by calculations based on these codes.
Moreover, hardly any concrete structures with fatigue damage

Anderseits sind kaum Ermüdungsschäden an Stahlbetontragwerken bekannt, obwohl sie eigentlich rechnerisch schon hätten auftreten müssen. Allenfalls wurden sie bisher einfach nicht entdeckt oder einem andern Schädigungsmechanismus zugewiesen oder die erforderlichen Lastwechselzahlen wurden noch nicht erreicht.
Ein Forschungsprojekt an der ETH Zürich, das von cemsuisse massgeblich unterstützt wurde, machte sich zum Ziel, das Ermüdungsverhalten von Stahlbetonbrücken experimentell und rechnerisch besser zu erfassen und führte zu einer Promotionsarbeit [1]. Dieses war verknüpft mit einem weiteren Projekt der Brückenforschung des Bundesamts für Strassen, um Ermüdungsbrüche von Bewehrungsstäben mit der magnetischen Streufeldmethode zerstörungsfrei zu erkennen [2].

Ermüdungsversuche mit Betonstahl

Forschung zur Ermüdungsfestigkeit von Betonstahl wurde bis in die 1980er-Jahre intensiv betrieben und war Grundlage der heute verwendeten Betriebsfestigkeitskurven der einschlägigen SIA-Dokumentation [3] und der aktuellen europäischen Norm [4]. Unsere Fragestellung war, ob die inzwischen veränderten Fabrikationsprozesse und die allenfalls geänderte Rippengeometrie oder der Einsatz in einem Bauwerk die Ermüdungsfestigkeit von Betonstahl beeinflussen. Der Abbruch des Ponte Moesa in Roveredo GR und der Vogelsangbrücke bei Turgi AG ermöglichte die Entnahme von total 33 Bewehrungsstäben verschiedener Durchmesser der Sorten «naturhart» (Box) und

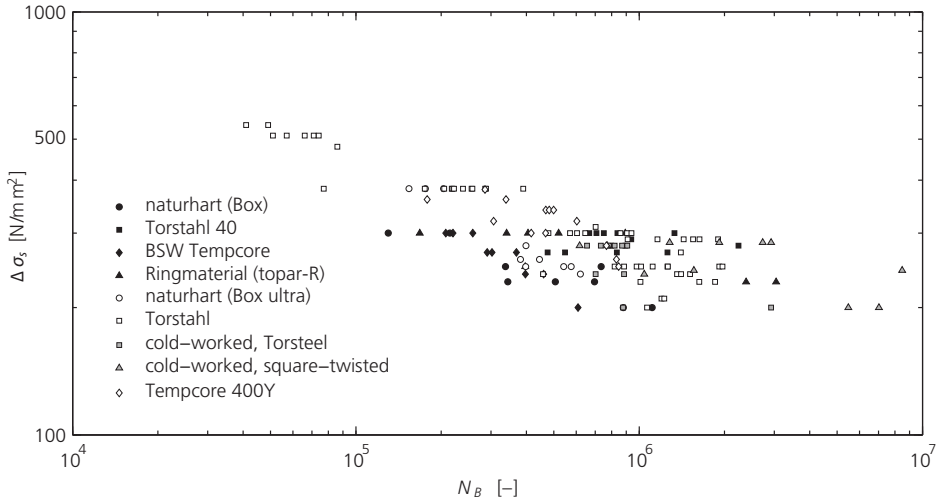


Fig. 1
Versuchsresultate der 45 gebrochenen eigenen Stäbe (schwarz) und von 100 Stäben anderer Autoren (weiss und grau).
Test results for 45 of our own broken bars (black) and for 100 bars of other authors (white and grey).

have been identified, although according to such calculations such damage should have already occurred. Either it has not yet been detected or it has been attributed to another deterioration mechanism, or the necessary number of load cycles has not been reached.
A research project of ETH Zurich that was well supported by cemsuisse aimed at a better understanding of the fatigue behaviour of reinforced concrete bridges both experimentally and theoretically formed the basis of a PhD thesis [1]. The project was related to another one supported by the Swiss Federal Road Office, which aimed at detecting fatigue failure in reinforcing bars non-destructively by applying the magnetic flux leakage method [2].

Fatigue tests with reinforcing steel

Research on the fatigue strength of reinforcing steel was intensively carried out up to the nineteen-eighties and formed the basis for the fatigue strength curves in the respective documentation of SIA [3] and the current European code [4]. The question was, whether the altered fabrication processes, the possibly modified rib geometry, or application in a structure may influence the fatigue strength

«kaltverformt» (Torstahl 40), die in den 1950er-Jahren eingebaut worden waren. Sie wurden mit je zehn neuen Stäben von aus der Walzhitze vergütetem Stahl (BSW Tempcore) und aus warmgewalztem Ringmaterial (topar-R) verglichen. Figur 1 zeigt die Versuchsresultate aufgetragen im doppeltlogarithmischen Wöhlerdiagramm. Als wichtigste Parameter für die Ermüdungsfestigkeit haben sich Oberflächenbeschaffenheit, Rippengeometrie und Herstellungsprozess erwiesen. Letzterer ist auch für die Streuung massgebend; hingegen scheint das Produktionsjahr nicht relevant zu sein.

Grossversuch an einem Stahlbetonrahmen

Eine Analyse der Nationalstrassenbrücken im Aargau ergab, dass 121 einfeldrige Brücken zu den ermüdungsgefährdeten Rahmen und Platten gehören. Als typische Brücke erwies sich ein offener Rechteckrahmen mit Baujahr 1967, Spannweite 6,69 m und Breite 27,35 m. Diese und weitere Masse dienten der Konzeption des Versuchskörpers, allerdings lediglich mit einer Breite von 3 m, was gerade einem fiktiven Fahrstreifen nach Einwirkungsnorm [5] entspricht. Der effektive Versuchskörper wurde im Massstab

of reinforcing bars. The demolition of the Ponte Moesa in Roveredo and the Vogelsang Bridge near Turgi gave the opportunity to sample in total 33 reinforcing bars of different diameters of the "types" (products) "self-hardening" (Box) and "cold-formed" (Torstahl 40) that had been installed in the nineteen-fifties. They were compared with ten new bars of tempered rod steel (BSW Tempcore) and hot-rolled steel from the roll (topar-R), respectively. Figure 1 shows the test results, depicted in an SN-diagram with logarithmic scales for both axes. Surface condition, rib geometry and production process have proved to be the most important parameters, the latter being responsible for the scatter, whereas the production date does not seem to be relevant.

Large-scale test on a reinforced concrete frame

An analysis of the national motorway bridges in the canton of Aargau revealed 121 single span bridges that, since they were frames and slabs, are subject to fatigue. The typical bridge was an open frame constructed in 1967 with a span of 6.69 m and a width of 27.35 m. These dimensions among others served to design the test specimen with a

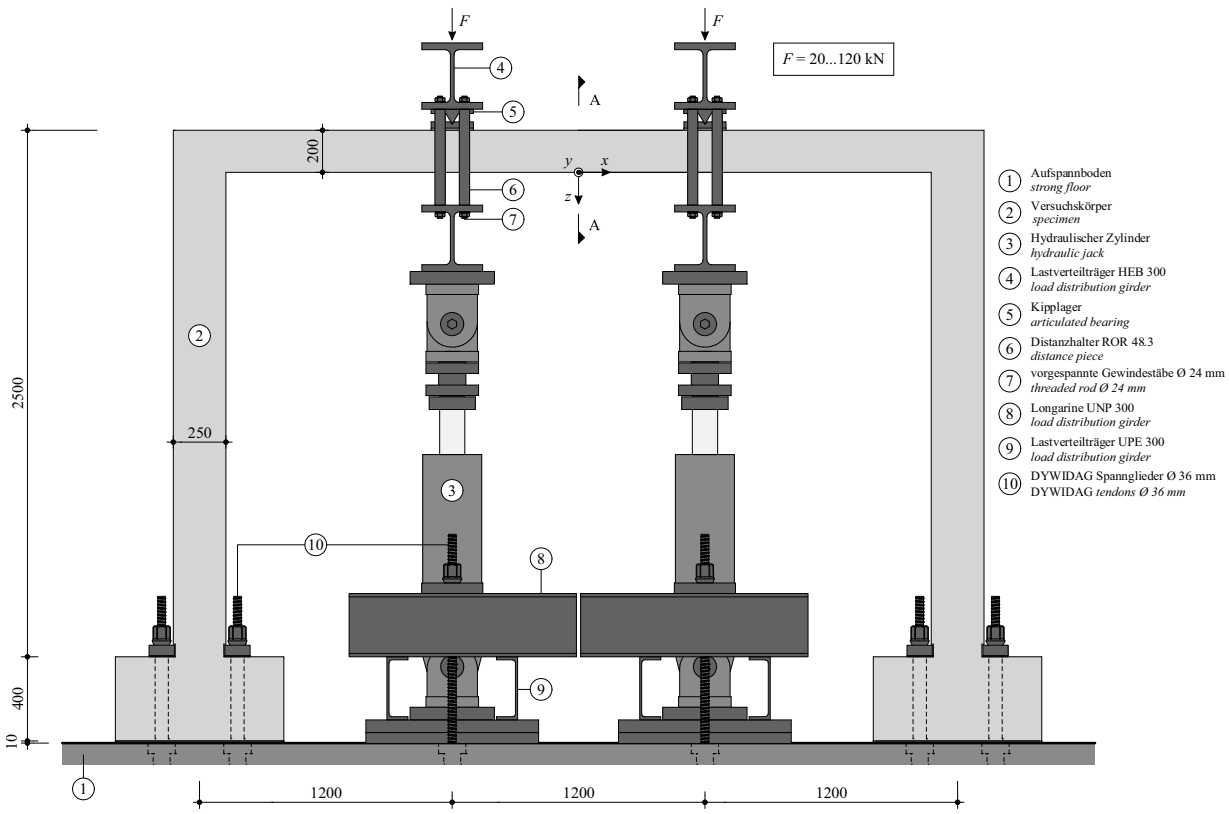


Fig. 2
Versuchskörper mit Belastungseinrichtung.
Test specimen with loading set-up.

1:2 erstellt und in den Drittelspunkten des Riegels mit hydraulischen Pressen belastet (Fig. 2).
Die Belastung wurde so festgelegt, dass die äussere Bewehrung in der Rahmenecke Spannungswechsel von 220 N/mm² erfahren sollte. Dies erforderte pro Zylinder eine Belastungsdifferenz von 100 kN, was mit einer Unterlast von 20 kN und einer Oberlast von 120 kN realisiert wurde. Da die Rahmenecke der am höchsten beanspruchte Bereich ist und die Ermüdungsfestigkeit eine Streuung von etwa 30 N/mm² aufweist, konnte damit gerechnet werden, dass dort einzelne Ermüdungsbrüche bereits nach 1 Mio. Lastwechsel auftreten würden. Figur 3 zeigt schematisch den detaillierten Versuchsablauf.
Mit einer ebenen Rahmenberechnung konnte gezeigt werden, dass mit der aufgebrachten Belastung und unter Beachtung der Massstabsgesetze im Riegel etwa dieselben Momente wie mit dem Lastmodell 1 für Strassenverkehr

width of only 3 m, however, which corresponds to a fictitious lane according to the SIA code "Actions on Structures" [5]. The actual test specimen was scaled using a factor 1:2 and loaded by hydraulic jacks in the third points of the beam's span (Fig. 2).
The loading was determined such that the outer reinforcement in the frame corner would experience a stress difference of 220 N/mm². This required a load difference of 100 kN per jack and was achieved using a lower load of 20 kN and an upper load of 120 kN per jack. Since the frame corner is the most stressed zone and the fatigue strength has a variance of about 30 N/mm², the first fatigue failures could be expected to take place there already after 1 million load cycles. Figure 3 shows the detailed test sequence schematically.
A plane frame analysis showed that by applying these loads and considering the scaling laws about the same moments arise as

der Einwirkungsnorm SIA 261 (2003) [5] auftreten.
Mit festverdrahteten, kontinuierlichen Messungen wurden zwei horizontale und fünf vertikale absolute Verschiebungen, die Kolbenwege der beiden Zylinder, acht Längenänderungen auf Betonoberflächen, fünf Dehnungen auf Bewehrungen, zwei Rissöffnungen, drei Beschleunigungen, zwei Kolbenkräfte, der Differenzdruck der beiden Kolben und die Temperatur erfasst. Zwischen den Messzyklen wurde zudem das Verschiebungsfeld mit Deformetermessungen an 706 Messstrecken aufgenommen. Weitere Details sind in [6] enthalten.
Die Dehnmessstreifen (DMS) auf den Bewehrungen waren von zylindrischen Schutzdosen umgeben, die eine Sollbruchstelle für den Beton ergaben. Somit war auch sichergestellt, dass die Stahldehnungen im Riss gemessen wurden. Dies ist besonders wichtig, da an den Einspannungen der Stützenfüsse weder

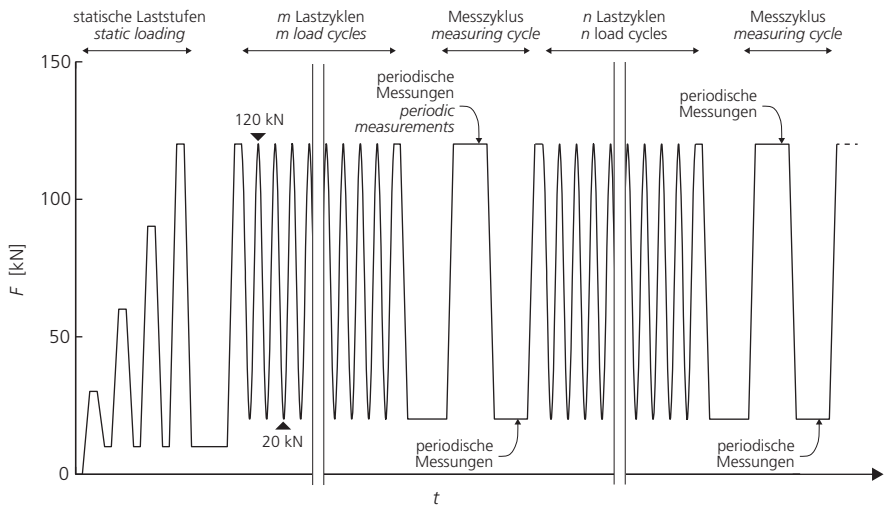


Fig. 3
Schematischer Versuchsablauf.
Schematic test sequence.

with load model 1 for road traffic in the code SIA 261 (2003) [5].
Two horizontal and five vertical absolute displacements, the piston strokes of both jacks, eight elongations on the concrete surfaces, five strains on the reinforcement, two crack openings, three accelerations, two jack forces, the pressure difference of the jacks and the temperature were recorded with hard-wired continuous measurements. In addition, the displacement field was traced using demountable deformeters on 706 measurement lengths. More details are available in [6].
The strain gauges attached to the reinforcing bars were protected

Kräfte noch Momente gemessen werden konnten.
Alle Verformungsgrössen zeigten eine stetige Zunahme über die gesamte Versuchsdauer; mässig zu Versuchsbeginn, gefolgt von einer annähernd konstanten Phase und einer starken Zunahme gegen das Versuchsende hin. Aus Lastumlagerung am statisch unbestimmten System konnten einzelne Messgrössen auch wieder abnehmen.
Figur 4 zeigt die Entwicklung der Durchbiegung in Riegelmitte und die horizontale Auslenkung einer Rahmenecke. Da sich der Rahmen nach rechts bzw. Osten neigte, traten in der rechten Ecke die gröss-

by cylindrical boxes that caused a predetermined breaking point for the concrete. This ensured that steel strains were measured in the crack. This is an important issue, since at the fixed-base supports neither moments nor forces could be measured.
All deformation readings showed a continuous increase over the whole test period: moderate at the beginning, followed by an almost constant phase and a strong increase towards the end of the test. Due to load redistribution in the hyperstatic system, some measured values could also decrease. Figure 4 shows the development of the deflection at

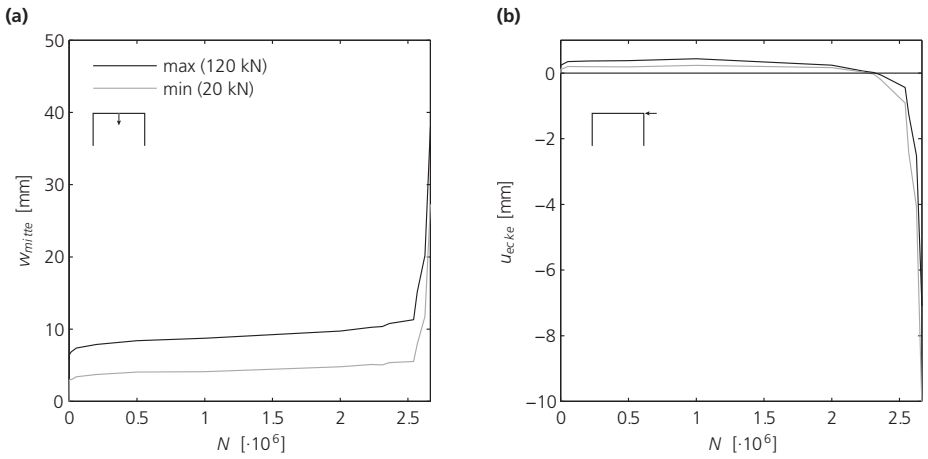


Fig. 4
Entwicklung der a) vertikalen und b) horizontalen Verschiebungen mit der Lastwechselzahl.
Development of a) vertical and b) horizontal displacements with the number of load cycles.

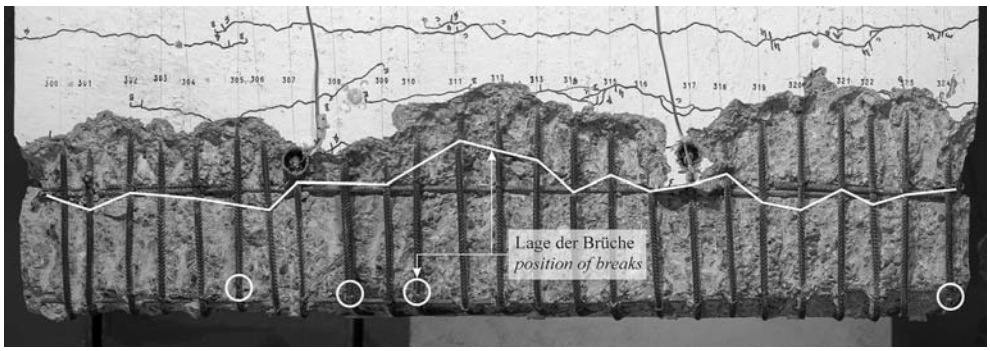


Fig. 5
Aufsicht Rahmenecke Ost nach Entfernen der Betondeckung. Die Kreise kennzeichnen die Stäbe, die in der Abbiegung gebrochen waren; die Dosen mit den DMS sind durch die Zuführdrähte erkennbar.
View on the frame's eastern corner after removal of the concrete cover. The circles denote breaks in the bend of the bars; the boxes with the strain gauges are identifiable by their wiring.

ten Spannungen und in der Folge auch die meisten Brüche auf. Bei Abbruch der dynamischen Belastung nach 2 665 000 Lastwechseln waren in der Ecke Ost alle 25 Stäbe gebrochen, in der Ecke West nur einer von 25 und im Feldbereich acht von 18. Anschliessend wurde der Überdeckungsbeton im Eckbereich aussen entfernt und die Bewehrung freigelegt (Fig. 5). Die visuelle Differenzierung von Orientierung und Rauigkeit der Trennflächen deutete bei der Ecke Ost auf sechs Verformungsbrüche hin. Alle andern erwähnten Brüche wurden als Ermüdungsbruch klassiert.

Bereits in den Messzyklen der dynamischen Belastungen wurde mit der magnetischen Streufeldmethode versucht, Stabbrüche zerstörungsfrei zu erkennen. Figur 6 zeigt die Gegenüberstellung von erkannten Brüchen anhand plötzlicher Zunahme von Dehnungen und anhand von Messungen des magnetischen Streufelds. Eine solche Darstellung enthält jedoch nicht alle Informationen, die für das Erkennen von Brüchen beigezogen wurden; zum Beispiel hat der längere Versuchsunterbruch nach 0,2 Mio. Lastwechsel ebenfalls einen Sprung in den gemessenen Dehnungen bewirkt.

mid-span and the horizontal displacement of the frame corner. Since the frame inclined to the right or eastward, the largest stresses occurred in the right corner, and subsequently most of the failures took place there. When the dynamic testing was stopped after 2,665,000 load cycles all 25 bars of the eastern corner had failed, but only one at the western corner and eight out of 18 at mid-span. Subsequently, the concrete cover in the corner region was removed and the reinforcement exposed (Fig. 5). A visual differentiation of orientation and roughness of the fracture surfaces indicated six ductile failures at the eastern corner. All other mentioned failures may be classified as fatigue failures.

Already during the measurement cycles of the dynamic loading, the magnetic flux leakage method was applied to try to identify broken bars by non-destructive measures. Figure 6 shows the comparison of failures, identified by jumps in steel strains and by discontinuities of the magnetic flux field. Such a diagram, however, does not contain all the information that has been used to identify breaks; an intermission of the test for instance, as occurred after 0.2 million load cycles, also provoked a jump in the measured strains.

Modellierung des Ermüdungsverhaltens

Im Rahmen der Dissertation wurde auch ein physikalisch-mechanisches Modell entwickelt, um das Ermüdungsverhalten eines Stahlbetontragwerks numerisch zu simulieren. Es beruht auf klassischen Annahmen der Elastostatik gerissener Querschnitte mit deterministischen Eingabegrössen. Lediglich die Ermüdungsfestigkeit des Betonstahls wird als probabilistisch (normalverteilt) ange-

Referenzen/References
[1] P. Fehlmann; Zur Ermüdung von Stahlbetonbrücken, IBK Bericht Nr. 335, Februar 2012, 147 pp.
[2] T. Wolf; Zur Detektion von Betonstahlbrüchen mit der magnetischen Streufeldmethode, IBK Bericht Nr. 346, Dezember 2012, 117 pp.
[3] SIA; Ermüdung von Betonbauten, SIA Dokumentation No. D 0133, Zürich, 1997, 51 pp.
[4] CEN; Norm SN EN 1992-1-1:2004, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, 2004, 246 pp.
[5] SIA; Norm SIA 261, Einwirkungen auf Tragwerke, 2003, 114 pp.
[6] P. Fehlmann, T. Wolf, T. Vogel; Versuche zum Ermüdungsverhalten von Stahlbetonbrücken, IBK Bericht Nr. 332, Mai 2011, 95 pp.
[7] M. Schläfli; Ermüdung von Brückenfahrbahnplatten aus Stahlbeton, Dissertation, EPFL, Lausanne, 1999, 113 pp.
[8] H. Lambotte et al.; Essais de flexion sur poutre en béton armé, parties 1 à 3, Centre scientifique et technique de la construction, Bruxelles, 1963/1965/1969.

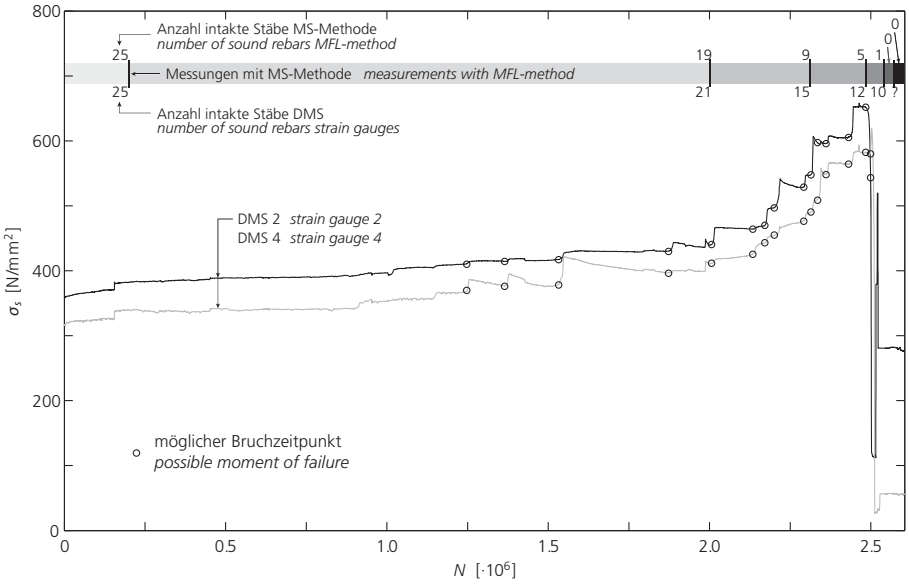


Fig. 6
Gegenüberstellung der Brüche, erkannt anhand von Dehnungssprüngen im Stahl und anhand von Diskontinuitäten des magnetischen Streufelds.
Comparison of failures, identified by jumps in steel strains and by discontinuities of the magnetic flux field.

Modelling of fatigue behaviour

Within the framework of the PhD thesis a physical mechanical model was developed to numerically simulate the fatigue behaviour. It is based on the classical assumptions of elastic-static analysis of cracked concrete cross sections with deterministic parameters. Only the fatigue strength of reinforcing steel is considered as probabilistic (normally distributed), which also in analysis leads to bars failing one after the other, with redistribution of the load to the remaining intact bars. Up to now, the fatigue testing of statically determinate single beams of Schläfli [7] and Lambotte et al. [8] have been recalculated and a satisfactory level of agreement was achieved.

Conclusions

Fatigue of reinforcing steel in small reinforced concrete road bridges is a deterioration mechanism that has to be observed, because with time such frames and slabs of moderate size are reaching stress differences and load cycles where fatigue becomes an issue. Due to the variation of fatigue strength, deterioration proceeds continuously, accompanied by deformations and stress redistributions as far as possible. The non-destructive detection of fatigue failures by the magnetic flux leakage methods shows encouraging initial success in the laboratory, but has to be further developed for application in practice.

nommen, was dazu führt, dass auch rechnerisch ein Stab nach dem andern bricht und die Last jeweils auf die noch intakten Stäbe umgelagert wird. Vorerst wurden Ermüdungsversuche an statisch bestimmten Balken von Schläfli [7] und Lambotte et al. [8] nachgerechnet und eine befriedigende Übereinstimmung erzielt.

Folgerungen

Die Ermüdung des Betonstahls in kleineren Stahlbetonstrassenbrücken ist ein Schädigungsmechanismus, der im Auge behalten werden muss; erreichen doch kleinere Rahmen- und Plattentragwerke auf hochfrequentierten Strassenabschnitten langsam Spannungsdifferenzen und Lastwechselzahlen, die ermüdungsrelevant sind. Infolge der Streuung der Ermüdungsfestigkeit erfolgt die Schädigung kontinuierlich und ist von Deformationen und soweit möglich auch von Spannungsumlagerungen begleitet. Die zerstörungsfreie Entdeckung von Ermüdungsbrüchen mit der magnetischen Streufeldmethode zeigt im Labor ermutigende Anfangserfolge, muss aber für Feldanwendungen noch weiterentwickelt werden.

Autoren/Authors

Thomas Vogel
Prof., dipl. Bauing. ETH/SIA
Institut für Baustatik und Konstruktion
ETH Zürich
CH-8093 Zürich
vogel@ibk.baug.ethz.ch

Patrick Fehlmann
Dr. sc. ETH Zürich, dipl. Bauing. ETH
Locher Ingenieure AG
CH-8022 Zürich
patrick.fehlmann@locher-ing.ch

Gradientenverankerung für vorgespannte CFK-Lamellen im Betonbau

Gradient anchorage for prestressed CFRP strips bonded to concrete

Julien Michels, Christoph Czaderski, Masoud Motavalli

Einleitung

Lamellen aus Carbonfaser-verstärkem Kunststoff (CFK) sind wegen ihrer hohen Zugfestigkeit ($f_{t,u}$ > 2000 MPa), ihrer hohen Korrosionsbeständigkeit sowie ihres geringen Gewichts ($\rho \cong 1{,}6$ g/cm³) und der daraus resultierenden einfachen Handhabung auf der Baustelle eine erprobte Verstärkungsmassnahme für bestehende Stahlbetonbauten. Die Lamellen werden mit einem Epoxidharz auf den Betonuntergrund geklebt. Das zusätzliche Vorspannen ermöglicht ein effizienteres Ausnutzen der mechanischen Eigenschaften. Zur Vermeidung eines frühzeitigen Delaminierens muss eine funktionierende Verankerung sichergestellt werden. Zurzeit sind mehrere mechanische Verankerungstypen für CFK-Lamellen auf dem Markt erhältlich. Üblicherweise sind Ankerplatten und permanente Dübel notwendig, was sich allerdings negativ auf das Erscheinungsbild auswirkt. Deshalb wurde an der Empa die Gradientenverankerung [1] entwickelt. Die Idee besteht darin, eine reine Beton-Harz-Lamellenverbindung ohne bleibende mechanische Verankerungsteile zu erzeugen. Die Vorteile sind reduzierter Unterhalt an Stahlteilen, eine verbesserte Ästhetik und eine geringere Konstruktionshöhe.

Prinzip und Verankerungsprozedur

Die Methode basiert auf einem schnelleren Aushärten des Epoxidharzes unter hohen Temperaturen. Die Gradientenverankerung wird durch ein segmentweises Heizen des Harzes sowie anschliessendes Ablassen der Vorspannkraft an beiden Lamellenenden ermöglicht [2]. Wird die gesamte Vordehnung der Lamelle mit einem einmaligen Ablassen der gesamten Vorspannkraft übertragen, ist das Risiko einer Delamination sehr gross. Das Verteilen der Gesamtkraft über mehrere Sektoren reduziert die auftretende Schubspannung. Eine schematische Darstellung eines solchen Vorspannkraft-Gradienten ist in Figur 1 zu sehen. Die zu befolgende Prozedur kann in folgende

Introduction

Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP) strips are, due to their high tensile strength $f_{t,u}$ > 2,000 MPa, their resistance against corrosion and their easy handling on site ($\rho \cong 1.6$ g/cm³), an efficient technique for retrofitting existing reinforced concrete structures. Generally, the CFRP strips are bonded to the concrete surfaces with an epoxy adhesive. By prestressing the strips, the excellent mechanical performances can be further enhanced. An adequate anchorage is necessary in order to avoid a premature debonding failure. Currently several mechanical systems are available on the market, generally requiring the installation of permanent dowels and anchor plates resulting in a less appealing appearance. As a countermeasure, the gradient anchorage was introduced at Empa [1]. The idea is to eventually obtain a purely concrete-adhesive-strip connection without any remaining mechanical devices. The advantages of this method are enhanced durability, improved aesthetics and a lower construction height.

Principle and procedure

The method is based on the possibility of considerably reducing the necessary curing time of the epoxy adhesive by applying high temperature. The gradient-anchorage is characterized by a segment-wise adhesive heating and subsequent gradual prestress force decrease symmetrically at both strip ends [2]. If the initial prestrain of the strip is too high, the risk of debonding failure is imminent if the total force is released in one step. With the present technique, the total pre-

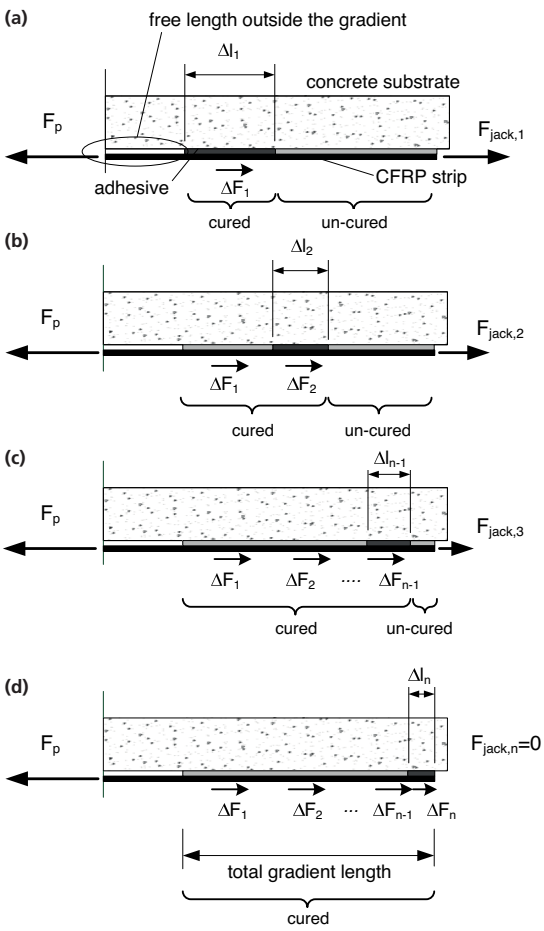


Fig. 1
Schematische Darstellung einer Gradientenverankerung [2].
Schematic gradient representation [2].

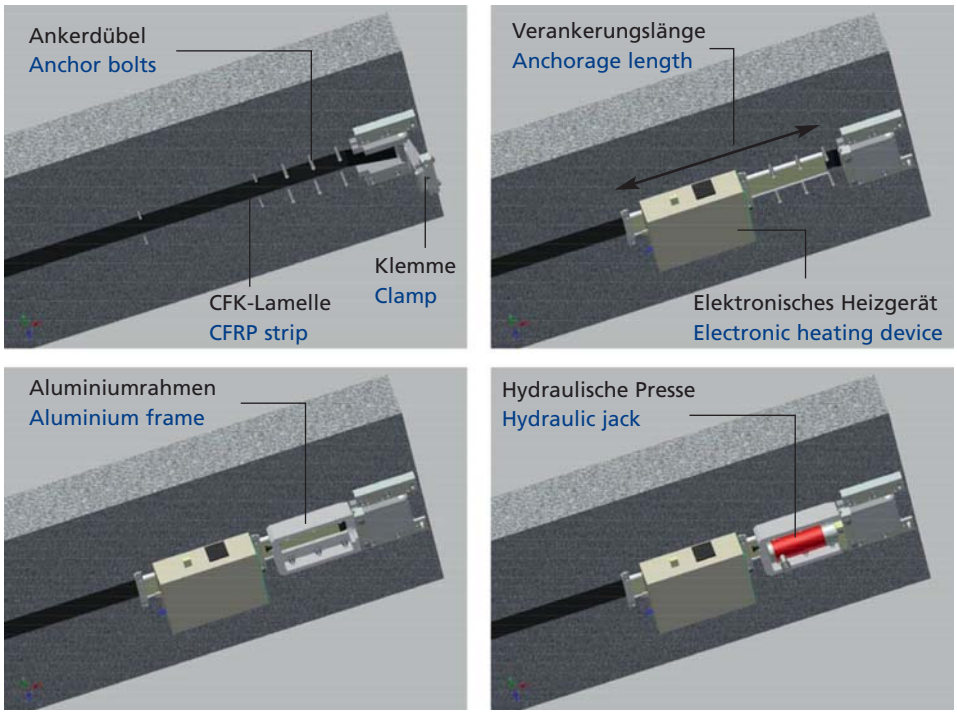


Fig. 2
Installationsprozedur [2].
Installation procedure for the different components [2].

stress force is distributed over several segments, resulting in a reduced bond shear stress in the end region. A schematic representation of the force gradient is given in Figure 1.
The procedure is divided into the following steps (see also Fig. 2):

1. Drilling of the temporary anchor bolts for the clamps, the hydraulic jack fixing and the heating device.
2. Clamping the CFRP strip at both ends.
3. Installing the heating device and the hydraulic jack.
4. Prestressing of the strip by pushing the clamps towards the beam ends using the hydraulic jacks and a hand pump.
5. Starting the segment-wise heating and subsequent force release by reducing the oil pressure with a valve.
6. Un-installing of all the components and cutting the anchor bolts.
7. Cutting of the CFRP strip at the end of the gradient anchorage.

Schritte unterteilt werden (siehe Fig. 2.):

1. Setzen der temporären Ankerdübel für die Klemmen und die Befestigung von Hydraulikzylinder und Heizapparatur.
2. Einspannen der Lamelle an beiden Enden.
3. Installation der Heizapparatur sowie des Zylinders.
4. Vorspannen der Lamelle durch das seitliche Hinausschieben der Klemmen in Richtung Balkenende mit Zylinder und Handpumpe.
5. Starten der segmentweisen Heizprozedur und Kraftablassens.
6. Abbauen der einzelnen Komponenten sowie Abschneiden der Dübel.
7. Abschneiden der Lamelle am Ende des Kraftgradienten.

Heizappratur

Im Rahmen eines KTI-Projekts (Nr. 10493.2 PFIW-IW) wurde zusammen mit der Schweizer Firma S&P Clever Reinforcement Company AG eine spezielle Heizapparatur für Anwendungen auf der Bau-

Heating devices

Within the framework of the industrial CTI-project No 10493.2 PFIW-IW, heating devices suitable for practical applications have been developed in collaboration with S&P Clever Reinforcement Company AG from Switzerland. These heating boxes (Fig. 3) are equipped with 8 heating elements with a surface of 100 x 100 mm^2. A specially programmed Labview-based software allows one to define a heating duration and procedure and the subsequent individual control of the respective heating elements.

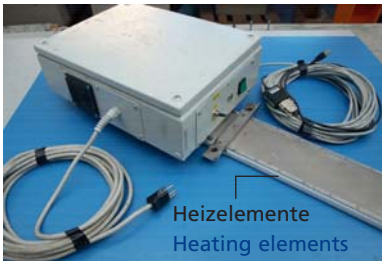


Fig. 3
Heizapparatur.
Heating box.

stelle entwickelt. Die Heizboxen (Fig. 3) sind mit 8 Heizelementen einer Grösse von 100 x 100 mm² versehen. Eine auf Labview basierte Software ermöglicht eine individuelle Kontrolle der einzelnen Elemente.

Laboranwendung und statische Belastungsversuche

Erste Untersuchungen an verstärkten Stahlbetonteilen mit vorgespannten CFK-Lamellen und Gradientenverankerung wurden an der Empa durchgeführt [1-3]. Anfangs wurde ein erster Prototyp für das Spannen und Heizen verwendet. Die Resultate an Balken mit realen Abmessungen zeigten die Effizienz einer solchen Verstärkung mit einer Gradientenverankerung. Eine deutliche Zunahme der Risslast, der Last bei Fliessen des Betonstahls sowie der maximalen Traglast konnte festgestellt werden. Zusätzlich liess sich zeigen, dass mit einer genügend hohen Vordehnung und einer geringen Lamellendicke sogar ein Zugbruch der Lamelle erreicht werden kann. Eine zweite Untersuchung [4] zeigt das Verstärken eines 17 m langen Spannbetonbalkens sowie den anschliessenden statischen Bruchversuch an der Empa.

Die neu entwickelte Heizapparatur wurde nun erstmals an Stahlbetonplatten angewendet. Die Lamellen mit einem Querschnitt von 100 x 1,2 mm² wurden bis auf 0,6% vorgedehnt, was etwa einer Vorspannkraft von 120 kN entspricht. An beiden Enden wurde die Vorspannkraft in drei Schritten verankert. Zuerst wurde das Epoxidharz über eine Verbundlänge von 300 mm erhärtet und anschliessend 50 kN der Vorspannkraft abgelassen. Danach folgten zwei Sektoren von jeweils einer Länge von 200 mm und einer Kraftreduzierung um 35 kN. Am Ende wurde jeweils ein zusätzlicher Sektor mit einer Länge von 100 mm ohne eine zu verankernde Kraft ausgeführt. Während der Verankerungsprozedur wurde die Temperatur im Harz T_a mit Sensoren überwacht. Die Entwicklung über die Zeit ist

Laboratory applications and tests

First experimental investigation on retrofitted reinforced concrete members with prestressed CFRP strips with a gradient anchorage has been conducted at Empa [1-3]. At the time, a prototype of a prestressing and heating system was used. The results on large-scale beams demonstrated the efficiency of the prestressed CFRP reinforcement with gradient anchorage for structural rehabilitation. A clear increase in cracking load, yielding load and ultimate load-carrying capacity could be observ-

in Figur 4 gemeinsam mit der Temperatur der Heizelemente T_h sowie der Kraft in den Zylindern und der Dehnung in der freien Länge gegeben. Ein starker Temperaturabfall beim Wärmetransfer zwischen Heizelement und Harz von 160 °C auf ungefähr 90 °C kann festgestellt werden. Die Höhe der Temperatur im Harz (90 °C) stimmt gut mit einer vorher optimierten Konfiguration des gesamten Ablaufs überein [5]. Nach dem Verstärken wurden die Balken in einem 6-Punktbiegeversuch auf ihre Tragfähigkeit untersucht. Figur 5 zeigt den Versuchs-

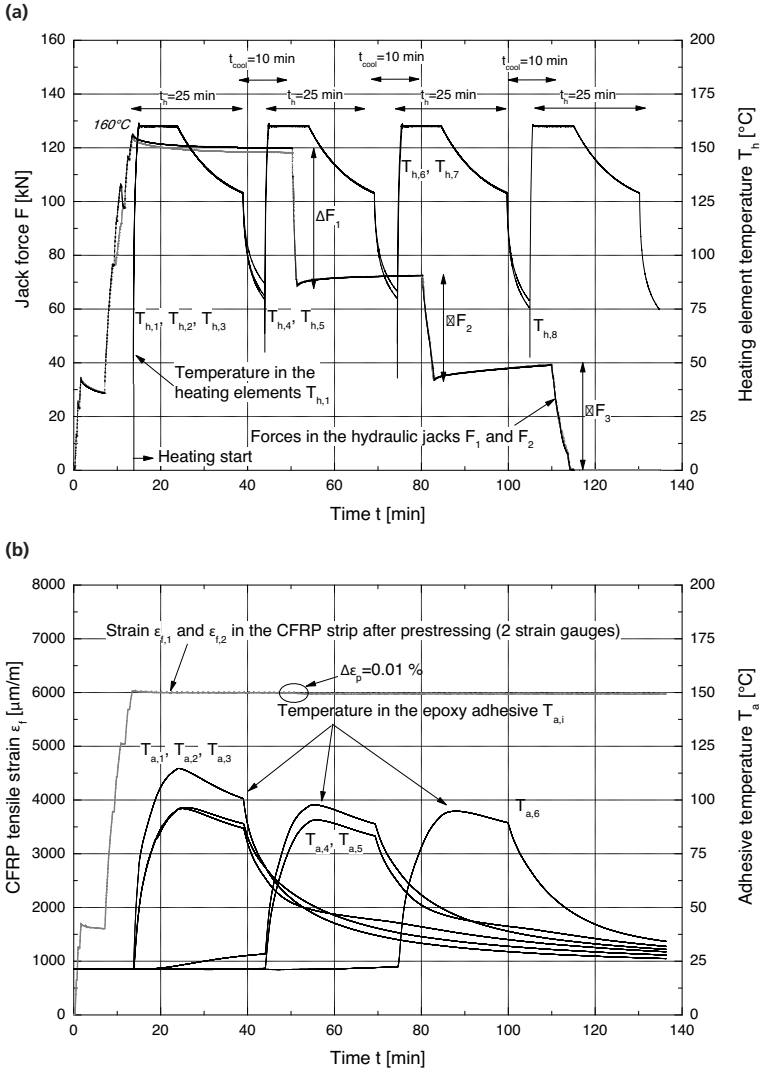


Fig. 4

a) Beispiel der Zylinderkraft- und Temperaturentwicklung (im Heizelement) über die Zeit und b) Lamellendehnung und Harztemperatur über die Zeit während der Verankerungsprozedur [2].

a) Example of the evolution of the jack force and temperature in the heating element and b) the evolution of the CFRP tensile strain and adhesive temperature during the gradient installation [2].

Fig. 5
Versuchsaufbau.
Bending test setup.

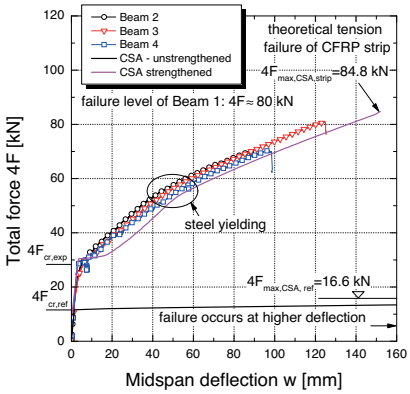


Fig. 6
Kraft-Durchbiegungskurven [2].
Force-midspan-deflection curve [2].

ed. Additionally, it was shown that a sufficiently high prestrain and a small strip thickness can eventually lead to tensile failure in the CFRP strip. A second large-scale laboratory investigation [4] presented the successful strengthening of 17 m long prestressed concrete girders taken from a bridge and tested in the Empa laboratory.

The newly developed heating boxes were first applied to strengthen reinforced concrete plate elements. The CFRP strips with a cross section of 100 x 1.2 mm^2 were loaded up to a prestrain of around 0.6 %, corresponding to a force of around 120 kN. At both strip ends, the prestress force was released in three steps. Initially, the epoxy over a bond length of 300 mm was cured at high temperatures for a force transfer of about 50 kN. Afterwards, two segments of each 200 mm bond length were used for a force decrease of about 35 kN. Finally, a segment with a length of 100 mm was prepared without any remaining force to be anchored. During the anchoring procedure, the temperature in the adhesive T_a was monitored using thermocouples. The evolution in time is presented in Figure 4 together with the actual applied temperature T_h of the heating elements as well as the force decrease in the jacks and the CFRP strain in the free length outside the gradients. A high temperature loss during the transfer from the heating elements through the strip to the adhesive of 160 °C to about 90 °C can be observed. The obtained temperature of about 90 °C in the adhesive was in accordance with preliminary tests for obtaining an optimum gradient configuration [5].

After strengthening, the beams were subjected to a 6-point bending test. The setup is shown in Figure 5. Regarding the initial strengthening configurations, beams 1 and 3 were conventionally strengthened with a pre-stressed strip bonded to a previously polished concrete surface. For beam 2, the strip end surface in contact with the underlying epoxy adhesive was also roughened with sand paper in order to enhance the bond between the two components. Lastly, beam 4 was strengthened with a strip on the upper casting side, involving a lower concrete quality. The resulting force-midspan-deflection curves are presented in Figure 6. All beams exhibited debonding failure of the CFRP strip, though the corresponding tensile strain of the CFRP strip was very high. Values in the range of 1.16 to 1.42% (failure strain circa 1.5%) were observed in the CFRP strips. Regarding the initial strip roughening, it can be concluded that the effect is counterproductive, resulting in lower bearing capacities than for

aufbau. Für das Verstärken der Balken 1 und 3 wurde eine vorgespannte CFK-Lamelle auf dem vorher sauber geschliffenen Betonuntergrund verankert. Bei Balken 2 wurde zusätzlich die Lamelle mit Sandpapier aufgeraut, um einen verbesserten Verbund zum Harz zu erzielen. Bei Balken 4 wurde die CFK-Verstärkung an der Betonieroberseite, die erfahrungsgemäss eine geringere Qualität aufweist, angebracht. Sämtliche Kraft-Durchbiegungskurven sind in Figur 6 dargestellt. Alle Versuchen zeigten ein Delaminieren der Lamelle bei einer relativ hohen Dehnung. Werte zwischen 1,16 und 1,42 % (die Bruchdehnung liegt bei etwa 1,5%) wurden gemessen. Bezüglich des Aufrauens der Lamellenenden kann festgehalten werden, dass die Prozedur kontraproduktiv ist und sich in tieferen Traglasten als bei Balken 1 und 3 widerspiegelt. Der Unterschied im Vergleich zum Referenzträger (berechnet anhand einer Querschnittsanalyse (CSA)) ohne zusätzliche Verstärkung (schwarze Linie) ist jedoch bei allen Trägern beachtlich. Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass die Gradientenverankerung sich als effizient und tauglich für Bauwerksverstärkung erwiesen hat.

Ausblick

Zurzeit werden an der Empa weitere Versuche durchgeführt. Erste

Fig. 7
Brücke mit 5 Spannbetonträgern in Polen.
Five-girder bridge in Poland.

Anwendungen an Bauwerken sind in Vorbereitung. Im Rahmen eines schweizerisch-polnischen Forschungsprojekts (Tulcoempa – in Zusammenarbeit mit der Technischen Universität Łódź) wird eine Brücke in Polen, bestehend aus fünf vorgefertigten Spannbetonträgern, mit vorgespannten CFK-Lamellen mit Gradientenverankerung für Demonstrationszwecke verstärkt (Fig. 7). Zusätzlich ist ein vom Bundesamt für Strassen unterstütztes Projekt über die Dauerhaftigkeit solcher Klebeverbindungen im Brückenbau in Bearbeitung.

Autoren/Authors

Julien Michels
Dr., Ing. civ. dipl. EPF
julien.michels@empa.ch

Christoph Czaderski
Dr. Sc., Dipl. Ing. ETH
christoph.czaderski@empa.ch

Masoud Motavalli
Prof. Dr. sc. techn., dipl. Ing. ETH
masoud.motavalli@empa.ch

Abteilung für Ingenieurstrukturen
Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt (Empa)
CH-8600 Dübendorf

beams 1 and 3. Nevertheless, the difference between these bearing capacities and that of the unstrengthened (black line) reference beam (calculated with a cross section analysis (CSA)) is considerable. To summarize, the efficiency and feasibility of the gradient anchorage was demonstrated to be suitable for an adequate structural strengthening.

Outlook

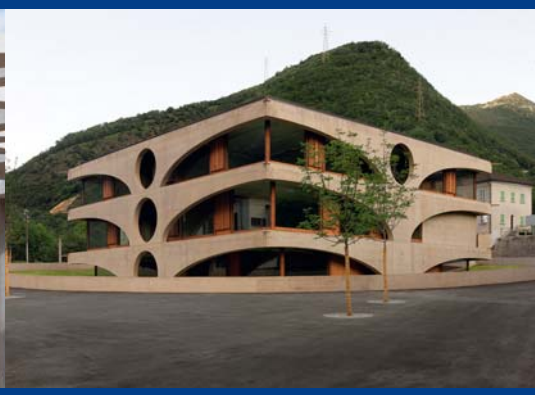
Currently, further experiments are being conducted and the first applications to existing structures are being prepared. Within the framework of a Swiss-Polish research collaboration (Tulcoempa – in collaboration with Technical University Łódź) a prestressed concrete bridge in Poland will be strengthened for demonstration purposes (Fig. 8). Additionally, durability questions concerning gradient anchorage will be investigated as part of the research activities supported by the Swiss Federal Road Authorities.

Literatur/References
[1] U. Meier, I. Stöcklin; A Novel Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP) System for Post-Strengthening, ICCRRR, Cape Town, 2005.
[2] J. Michels, J. Sena Cruz, C. Czaderski, M. Motavalli; Structural Strengthening with Prestressed CFRP Strips with Gradient Anchorage, ASCE Journal of Composites for Construction, accepted for publication, 2013.
[3] R. Kotynia, R. Walendziak, I. Stöcklin, U. Meier; RC Slabs strengthened with Prestressed and Gradually Anchored CFRP Strips under Monotonic and Cyclic Loading, ASCE Journal of Composites for Construction, 15(2), pp. 168–180, 2011.
[4] C. Czaderski, M. Motavalli; 40-Year-old Full-Scale Concrete Bridge Girder Strengthened with Prestressed CFRP Plates anchored using Gradient Method, Composites Part B: Engineering, 43(2), pp. 878–886, 2007.
[5] J. Michels, C. Czaderski, R. El-Hacha, R. Brönnimann, M. Motavalli; Temporary Bond Strength of Partly Cured Epoxy Adhesive for anchoring Prestressed CFRP Strips on Concrete, Composite Structures, 94(9), pp. 2667–2676, 2012.

Hochbau

Bâtiment

Buildings



Die Sporthallen Mülimatt in Brugg
Sports hall Mülimatt, Brugg

Massimo Laffranchi, Armand Fürst

Fig. 1
Ansicht der Faltwerkstruktur mit verglasten Flächen an den Stirn- und Längsseiten.
View of the folded-plated concrete structure with glazed facades at the front and longitudinal sides.
(© Kanton Aargau, Foto: René Rötheli, Baden).

Einleitung

Das neue Sportausbildungszentrum mit zwei Dreifachturnhallen, diversen kleineren Turnhallen und Sporträumen, Unterrichtsräumen sowie Sportaussenplätzen wurde an einem einzigen Standort beim Naherholungsgebiet an der Aare in Brugg erstellt.

Das Gebäude ist aufgrund des exponierten Standorts, seiner beachtlichen Abmessungen und der Nähe zum Bahndamm ein Blickfänger für die Bahnreisenden. Diese Feststellung sowie das Bestreben, ein effizientes und leichtes Tragwerk zu realisieren, um die freie Spannweite der ungeteilten Dreifachhallen von 50 m zu überbrücken, führte zum Entwurf einer dünnwandigen, gefalteten Betonschale, die alle Sport- und Unterrichtsräume umhüllt (Fig. 1 und 3). Das auf die Geländeneigung abgestimmte, asymmetrische Faltwerk in Sichtbeton verleiht der Dachfläche und den auf Aare- und Bahnseite unterschiedlich hohen Längsfassaden ein einheitliches Erscheinungsbild. Die Dachträger stabilisieren die verglasten Stirnflächen. Das monolithische Betontragwerk wirkt ausserdem als wetterfeste, gefaltete Haut. Die Wärmedämmung im Dachbereich ist in der heruntergehängten Decke integriert, die an den Dachträgern befestigt ist. Die Stiele schützen und beschatten ihrerseits die verglasten Flächen der Längsfassaden. Das Regenwasser wird in den Rinnen der Dachfalten gesammelt und entlang der Stielflächen abgeleitet (Fig. 2).

Introduction

The new sport facility with two triple gyms together with several minor gyms and classrooms as well as an outdoor sports field was built in a single location giving appropriate consideration to the recreational area along the river Aare.

Due to the distinctive location and its striking external dimensions, the building is an eye-catcher for rail travellers. This consideration, as well as the need for an efficient and light structure resulted in a thin-walled, folded-plate concrete shell structure that encloses all the sports and teaching facilities (Fig. 1 and 3). It rises from two different ground levels and extends over the roof surface and the longitudinal facades. The glazed faces at the front of the building are stabilised by the front roof beams. Further, the monolithic concrete structure distinguishes the sports hall and acts as a

Konzepte für das vorfabrizierte Faltwerk

Während die Fundationen, das Tragwerk des erdberührten Sockelgeschosses sowie sämtliche Decken und Einbauten der Sporthalle vor Ort betoniert wurden, besteht die darüber gespannte

weatherproof folded membrane. The ceiling within the thermal insulation is fixed to the bottom of the roof beams, whilst the column beams protect and shade the glazing on the long side of the building. Rainwater is collected in the roof folds and runs along the surface of the column beams, which function as drain gutters as a result of their shape (Fig. 2).

Description and design of the prefabricated structure

As opposed to the foundations, the underground structure as well as the floor slabs and walls of the sports hall, which are made of in-situ concrete, the folded-plate frame structure is realised in precast concrete. Thus, the most cost-effective solution and high execution quality can be guaranteed by taking advantage of self-compacting concrete technology and of the possibilities given by the post-tensioning method. The thickness of the structural members is reduced to a minimum, allowing placement of small tendons in the section and their anchorages in the frame corners, without altering the appearance of the fair-faced concrete structure. The size of the elements is chosen to minimise the total number of joints. Element weight and length is limited by the handling in the production facility and by the conditions for road transportation. The 27 shorter column beam elements on the railway side have a length of 11.1 m and a weight of 35 t. Those on the river side have a length of 14.3 m and a weight of 43 t each. The 81 roof beam elements have a constant length of 16.3 m and a weight of about 49 t.

The roof- and column-beam elements are connected by in-situ concrete joints and internal post-tensioning tendons to form 27 monolithic 'frame units' (FU) with a span of 52.6 m. The 30 mm wide gaps between the FUs are grouted by a special cement grout. Additionally, welded steel plates along the roof ridge provide a rigid connection and enable the

Faltwerkstruktur aus Betonfertigteilen. Im Werk liessen sich wirtschaftlich optimierte Lösungen und eine hohe Ausführungsqualität durch den Einsatz von selbstverdichtendem Beton und der Vorspanntechnologie erzielen. Kleine Spannglieder mit besonderen, schmalen Endverankerungen in den Rahmenecken ermöglichten dünnwandige, vorgespannte Faltwerkscheiben, ohne das angestrebte Erscheinungsbild der Sichtbetonflächen zu beeinflussen. Die Fertigteile wurden so gross wie möglich gewählt, um die Anzahl der Ortbetonfugen zu minimieren. Die Grenzen betreffend Grösse und Gewicht setzten die Einrichtungen zur Handhabung der Elemente im Werk und die Bedingungen für den Strassentransport. Die 27 kürzeren Stiele der südlichen Fassade auf der Bahnseite sind 11,1 m lang und 35 t schwer. Jene der nördlichen Fassade auf der Aareseite weisen eine Länge von 14,3 m und ein Gewicht von 43 t auf. Die 81 Dachträgerelemente weisen eine konstante Länge von 16,3 m und ein Gewicht von 49 t auf.

Die Stiel- und Dachträgerelemente werden durch bewehrte Ortbetonfugen und eine nach der Montage eingezogene Dachvorspannung zu 27 monolithischen Rahmeneinheiten mit einer Spannweite von 52,6 m miteinander verbunden. Die 30 mm breiten Spaltfugen entlang der Dachkante zwischen den Rahmeneinheiten werden mit Mörtel vergossen und mit verschweissten Stahlbauteilen mechanisch verbunden. Dadurch wird eine Schalenwirkung der Dachfläche für die veränderlichen Einwirkungen erzielt (Fig. 7). Sämtliche Fertigteile weisen eine Querschnittshöhe von 2,59 m und eine konstante Breite von 2,93 m auf. Die mittlere Stärke der Dachstruktur, bezogen auf die Grundrissfläche, beträgt lediglich 0,37 m.

Die Rahmeneinheiten stabilisieren das Gebäude in Querrichtung. Die am Rahmeneck unter Dach angeordneten Diagonalscheiben werden durch ein in Längsrichtung durchgehendes, horizonta-

Fig. 2
Die äusseren Stielflächen wirken auch als Rinnen für das abfliessende Regenwasser Längsseiten.
The columns function as drain gutters.
(© Studio Vacchini Architetti, Locarno).

Bauherrschaft
Kanton Aargau, vertreten durch die Immobilien Aargau, Departement Finanzen und Ressourcen, und Stadt Brugg
Planungsteam
Bauingenieur: Fürst Laffranchi Bauingenieure GmbH, Wolfwil; Architekt: Studio Vacchini Architetti, Locarno; Landschaftsarchitekt: Paolo Bürgi, Camorino
Ausführung
Arigon Generalunternehmung AG, Zürich mit den Subunternehmern Element AG, Veltheim (Betonvorfabrikation); VSL (Schweiz) AG, Subingen (Vorspanntechnik); Jäggi AG, Brugg (Baumeisterarbeiten)

Owner
Canton Aargau, represented by the Immobilien Aargau, Department of Finance and Resources, and Brugg
Planning team
Civil engineers: Fürst Laffranchi Bauingenieure GmbH, Wolfwil; Architect: Studio Vacchini Architetti, Locarno; Landscape architect: Paolo Bürgi, Camorino
Execution
Arigon Generalunternehmung AG, Zurich (main contractor) with the subcontractors Element AG, Veltheim (prefabricated concrete); VSL (Schweiz) AG, Subingen (post-tensioning); Jäggi AG, Brugg (construction work)

Fig. 3
Ansicht der Sporthallen von der Aareseite: Das durchgehende Foyer unterhalb der zwei Dreifachhallen ist gut erkennbar.
View of the sports hall from the river side: the foyer underneath the two triple gyms is recognisable.
(© Kanton Aargau, Foto: René Rötheli, Baden).

les Zugglied verbunden (Fig. 9). Dadurch wird die Form des Faltwerkdachs erhalten und die Stiele wirken als Teile eines über die gesamte Gebäudelänge aufgespannten Rahmens, der die Längsstabilisierung sicherstellt.
Der Horizontalschub der Rahmeneinheiten wird durch die vorgespannte Deckenplatte des Sporthallenbodens aufgenommen, die somit auch als Zugglied wirkt (Fig. 4). Die bei jedem Stiel angeordneten Ortbetonpfähle sind an ihrem Kopf in ein steifes Bankett eingebunden und übertragen die vertikalen Kräfte in die untere, steifere Kiesschicht. Jeder Pfahl weist einen Durchmesser von 0,80 m und eine Länge zwischen 7,0 und 11,0 m auf. Das Ortbetontragwerk ist unabhängig vom Faltwerk der Hallen in der oberen, mittelsteifen Kiesschicht flach fundiert. Setzungsdifferenzen bis zu 20 mm lassen sich durch die schlanken Verbindungen aus rostfreien Zugstäben zwischen den Stielen und der Sporthallendecke aufnehmen.

Technologie und Konstruktives

Vorspannung

Das Konzept für die Vorspannung des Faltwerks wurde ausgehend von der gewünschten Tragwerksform und mit Rücksicht auf die dünnwandigen Bauteile entworfen. Die kleinen Spannglieder im Verbund mit maximal 6 Litzen und einer Vorspannkraft bis P_0 = 1,1 MN finden innerhalb der Dach- und Stielscheiben Platz (Fig. 5). Die Breite der festen

desired shell action for live loads (Fig. 7). The precast roof and column beams have a constant section height of 2.59 m and a constant width of 2.93 m. The average thickness of the roof structure related to the covered horizontal surface is 0.37 m.
The FUs guarantee the stability of the structure in the transverse direction. In the longitudinal direction, the diagonal panels at the frame corners (Fig. 9) are concatenated and accommodate a continuous tension tie that ensures the folded form. In addition, they connect the column beams at the top to a continuous multiple frame, which guarantees the longitudinal stability.
The thrust of every FU is equilibrated by a tie connection to the post-tensioned concrete slab of the gym floor (Fig. 4). Thus, only vertical forces have to be carried from each column to the underlying compact gravel layer by a single concrete pile. All piles have a diameter of 0.80 m and variable lengths between 7.0 and 11.0 m. In order to reduce the risk of possible differential pile settlements, a rigid foundation beam (pile cap) connects the piles at the top. The in-situ sports hall structure is founded independently in the upper gravel layer on a ground slab. Relative settlements of up to 20 mm can be accommodated by

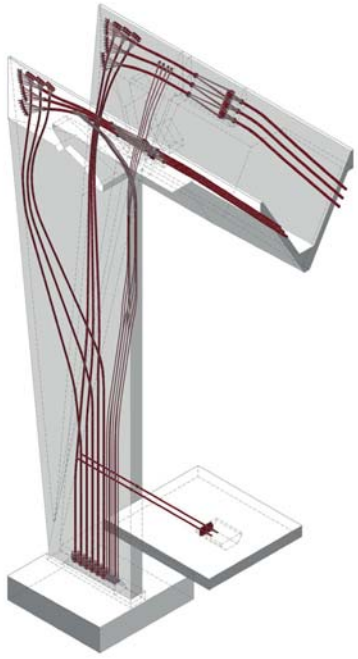


Fig. 4
Spannglieder und deren Verankerungen im Stiel und im anschliessenden Dachträgerelement sowie Zugverbindung zwischen Stiel und Sporthallendecke.
Tendons and anchorages in column and roof beams, tension ties connecting the column with the gym slab.

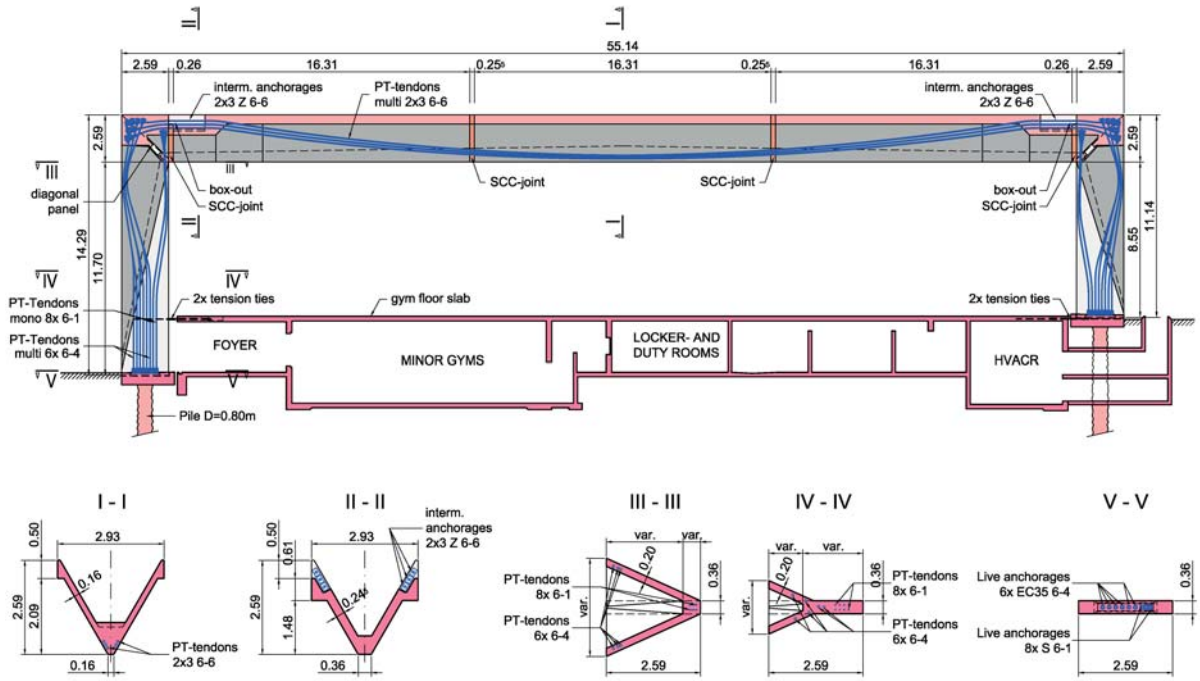


Fig. 5
Längsschnitt und Querschnitte einer Rahmeneinheit mit Elementeneinteilung, Ortbetonfugen und Spanngliedern.
Longitudinal and cross sections of a frame unit (FU) showing the precast roof and columns beams, the cast-in-situ joints and the post-tensioning tendons.

the slender stainless tie bars connecting the column beams to the gym's floor slab.

Technology and detailing

Post-tensioning

The conceptual design for the post-tensioning was developed taking into account the desired structural form and the thin-walled structural members. The grouted tendons are small sized with up to 6 strands and a prestressing force of P_0 = 1.1 MN, in order to fit into the member sections (Fig. 5). They require little space in the frame corner for the dead-end anchorages, specially developed for this project. The prefabricated column beams were post-tensioned at the factory (Fig. 10). Stressing of the tendons was carried out from the column base, where the live anchorages are located in a common block-out. Supplementary monostrand tendons had to be provided for the construction phase. On the other hand, the precast roof beams were post-tensioned only after erection of

Anker in den Rahmenecken wurde eigens für das Projekt minimiert. Die vorfabrizierten Stiele wurden im Werk vorgespannt (Fig. 10). Die vorkonfektionierten Spannglieder à 4 Litzen für den Endzustand sowie zusätzliche Monolitzenspannglieder ohne Verbund für die Transport- und Montagephase wurden aus einer Spannnische am Stielfuss aktiviert. Die Dachspannglieder wurden erst nach der Montage der Dachträgerelemente auf provisorischen Türmen und dem Betonieren respektive Vergiessen der Quer- und Längsfugen konfektioniert. Die Litzen wurden in die Hüllrohre eingestossen und aus einer Spannnische auf der Dachoberseite mit kompakten Zwischenverankerungen gespannt. Die Nischen wurden anschliessend ausbetoniert und sind im Endzustand nicht erkennbar (Fig. 11). Sämtliche Querschnitte sind unter den ständigen und den veränderlichen Einwirkungen vorgespannt. Die mittlere Betondruckspannung aus der Vorspannung beträgt $\sigma_{c,Ende}$ = – 4,6 MPa.

the whole structure and concreting of the joints in situ. The strands were inserted in the ducts and stressed at intermediate anchorages located in block-outs on the roof ridge, which were subsequently filled with concrete and are not visible in the final state (Fig. 11). All cross sections are compressed under dead and live loads: the average concrete compression stress due to post-tensioning is $\sigma_{c,End}$ = – 4.6 MPa.

Self-compacting concrete

All prefabricated elements are made of the same high-strength self-compacting concrete (SCC) of the strength class C50/60. The elements – with V- and Y-shape – were casted upside down to ensure both optimal filling of the formwork from above and a best-possible compact surface without air occlusions on the upper and outer faces of the members. For the same reasons, the maximum aggregate size was reduced to 8 mm. The fair-faced concrete surfaces are protected by hydrophobic impregnation. The directly

Fig. 6
Gerüsttürme für die temporäre Abstützung der Dachträger.
Temporary support of the roof beams using falsework.

Fig. 7
Nischen und Stahlplattenverbindung in den 3 cm breiten Längsfugen an der Dachoberkante.
Block-outs for welding plate connections in the 3 cm-wide gap on the roof ridge.

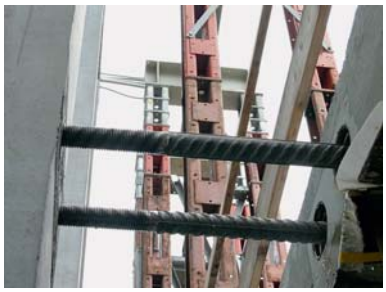


Fig.8
Rostfreie Zugglieder für die Verbindung zwischen Stiel und Sporthallendecke.
Stainless ties between the gym slab and one column beam.

Selbstverdichtender Beton
Sämtliche Fertigteile wurden aus dem gleichen hochfesten, selbstverdichtenden Beton (SVB) der Festigkeitsklasse C50/60 hergestellt. Die Fertigteile für Dach und Stiele mit V- respektive variablem Y-Querschnitt wurden mit den Sichtflächen nach unten betoniert, um die Schalung aus den Einfüllpunkten auf der Oberseite optimal zu verfüllen und damit die im Endzustand dem Regen und Wasserabfluss ausgesetzten Betonflächen möglichst kompakt und frei von Lunkern auszubilden. Aus den gleichen Gründen beträgt das Grösstkorn lediglich 8 mm. Sämtliche Sichtbetonflächen sind durch eine Tiefenhydrophobierung geschützt. Die direkt dem Regen ausgesetzten Stielflächen sind zusätzlich durch eine farblose Versiegelung geschützt. Auf der Dachaufsicht wurde vollflächig eine UV-resistente Flüssigkunststoffabdichtung auf Polyurethanbasis aufgebracht.

Konstruktive Durchbildung
Die Verbindungen zwischen dem vorfabrizierten Faltwerk und dem Ortbetontragwerk der Einbauten, die unabhängig voneinander fundiert sind, mussten so entworfen werden, dass sie Ausführungstoleranzen und Differenzialsetzungen aufnehmen können. Die rostfreien Zugglieder (D = 40 mm), die den Horizontalschub von jedem Stiel zur Sporthallendecke übertragen, wurden vorgängig in Rohreinlagen der Decke eingeführt und nach Errichten des Stiels mit einem Muffenstoss angeschlossen (Fig. 8). Ein freier Zwischenraum von 20 mm um den Stab ermöglicht allfällige Differenzialsetzungen. Stiel und Fundationsbankett werden durch das Verschweissen von eingelegten Stahlplatten bei der Montage verbunden. Die schmale Fuge zwischen Stielfuss und der Fundamentaussparung wird anschliessend durch einen hochfesten Vergussmörtel verfüllt. Die Ausführungstoleranzen wurden vorgängig durch das Nivellieren der Einlagen im Bankett und bei Bedarf mit Schiftplatten ausgeglichen.

rain exposed sides are treated with a supplementary transparent sealing. The roof surfaces are protected by a UV-resistant polyurethane liquid membrane.

Structural details
The connections between the precast members and the in-situ concrete structure had to be designed to take into account the estimated differential settlements and placement inaccuracies. The stainless tension ties (D = 40 mm) that transfer the thrust of every frame unit to the gym's floor slab, were previously inserted into tubular openings placed in the slab, then connected to the column beams after their erection (Fig. 8). A 20 mm space all around the tie allows for settlements.
The base point connection of the column beams is realised by corresponding steel plates encased in the column and in the foundation beam, which were welded during erection. The gap between the column base and the foundation was grouted afterwards by a high-strength cement grout. Inaccuracies were compensated in advance through levelling and if

Herstellung
Für die Herstellung der kurzen und langen Stiele sowie für die

Fig.9
Zugglieder in der Diagonalscheibe unter Dach im Rahmeneck vor dem Betonieren der Aussparung.
Tension tie in the diagonal panel at the frame corner before concreting.

Fig. 10
Vorspannung der Stiele im Werk, Ankernische und Stahl-Fussplatten.
Post-tensioning of the column beams at the factory, block-out and steel base plates.
(© VSL AG, Subingen).

Fig. 11
Vorspannung der Dachträger auf der Baustelle dank Zwischenverankerungen an der Dachaufsicht.
Post-tensioning of the roof beams in situ by means of intermediate anchorages.
(© VSL AG, Subingen).

necessary by means of supplementary steel plates.

Construction

The short and long column beams as well as the midspan and lateral roof beams all required their specific steel formwork. Thus, the four element types were manufactured simultaneously in one factory and in a work cycle of 2 to 3 days per element. The concrete composition was optimised to achieve a rapid development of strength. The rotating of the heavy elements, which were cast upside down, required a special mechanism.
The handling and assembling of the precast elements was carried out with the aid of a 500 t crawler crane placed beside the hall. The roof beams were carried by temporary falsework until the post-tensioning was completed. The lowering of the falsework was controlled by a system of hydraulic jacks. The erection of the large span structure required a total time of 4 months.
The costs for the sports hall inclusive of technical equipment are of 25 million Swiss Francs.

mittleren respektive die seitlichen Fertigteile des Dachs waren insgesamt vier Schalungen erforderlich. Die vier Elementtypen konnten daher parallel in einem einzigen Werk in Zyklen von zwei bis drei Tagen pro Bauteil produziert werden. Die Betonmischung wurde für eine rasche Festigkeitsentwicklung optimiert. Das Drehen der schweren, auf der Kopfseite betonierten Fertigteile erforderte eine besondere Drehvorrichtung. Montiert wurden die Fertigteile mithilfe eines 500-t-Raupenkrans, der neben der Sporthalle zusammengebaut worden war. Die Dachträger wurden bis zu ihrer Vorspannung von Gerüsttürmen getragen (Fig. 6). Diese wurden über ein System von hydraulischen Pressen abgesenkt, deren Kräfte sich fein steuern liessen. Die Errichtung des Faltwerks in zwei Phasen erforderte insgesamt vier Monate, die Kosten der Sporthalle inklusive Ausbau und technischer Ausrüstung betragen 25 Millionen Franken.

Autoren/Authors

Massimo Laffranchi
Dr. sc. techn., dipl. Bauing. ETH
laffranchi@fuerstlaffranchi.ch

Armand Fürst
Dr. sc. techn., dipl. Bauing. ETH
fuerst@fuerstlaffranchi.ch

Fürst Laffranchi Bauingenieure GmbH
CH-4628 Wolfwil

Une nouvelle toiture pour le Musée Olympique à Lausanne
A new roof for the Olympic Museum at Lausanne

Aurelio Muttoni

Introduction

Dans le cadre de l'agrandissement du Musée Olympique à Lausanne (Suisse), une nouvelle toiture a été construite sur l'ancien bâtiment réalisé en 1990. La structure de cette toiture, fonctionnant aussi comme brise-soleil sur sa partie sud, est une grille de poutres en béton fibré à ultra-hautes performances. Une comparaison avec d'autres options (bois lamellé-collé, aluminium extrudé) a démontré que ce matériau peut être intéressant si tous les aspects sont considérés (économie, durabilité, facilité d'exécution, aspect architectural, poids et délais d'exécution). Des éléments de grandes dimensions (longueurs jusqu'à 21 m) ont pu être réalisés en assemblant éléments plus courts par la technique des joints conjugués et de la précontrainte par post-tension. En outre, le BFUHP permet de réaliser des éléments durables malgré leurs faibles dimensions et leur élancement.

Le Musée Olympique et sa nouvelle toiture

Le Musée Olympique, réalisé en 1990 sur la rive du Lac Léman à Lausanne, est devenu avec le temps le musée le plus fréquenté de la ville. La fréquentation accrue ainsi que des nouvelles exigences muséales ont rendu nécessaire un agrandissement et la réalisation d'une nouvelle toiture sur l'ancienne terrasse afin d'abriter un nouveau restaurant et une nouvelle salle de banquets. Sur la partie sud, la nouvelle couverture fonctionne aussi comme brise-soleil. La nouvelle structure couvre toute la partie du bâtiment orientée vers le lac sur un front de 71,25 m et une largeur de 21,00 m (Fig. 1). Les travaux ont eu lieu entre janvier 2012 et septembre 2013.

Introduction

As part of upgrading and extending the Olympic museum in Lausanne a new roof was built to cover the existing building (finished in 1990). The new roof also acts as an unusual canopy, shading natural light in the south part of the building. It consists of a grid of beams cast in ultra-high performance fibre-reinforced concrete (UHPFRC). A comparison with other options (timber and aluminium members) showed the UHPFRC solution to be the most competitive when considering all requirements of the structure (economy, durability, ease of construction, architectural expression, weight and construction details). The long lengths of the beams (up to 21 meters) were obtained by assembling shorter members using the match casting technique in combination with post-tensioning. In addition, the use of UHPFRC allowed the manufacture of durable elements, despite the limited thickness used and the pronounced slenderness of the beams.

The Olympic Museum and its new roof

The Olympic Museum was built in 1990 at the shores of Lake Geneva and today it is already the most frequently visited museum in Lausanne. It was decided to upgrade and extend the museum due to the large number of visits per year and at the same time to implement a number of new requirements for museums. An important part of the project was to build a new roof over the existing terrace to accommodate a new restaurant. On its south part, the new roof also acts as a canopy, shading natural light. The new structure covers the part of the building facing the lake with a total length of 71.25 m and a

Système porteur

La structure est une grille de poutres à trame régulière. 96 sommiers transversaux de 18 à 21 m de longueur, une hauteur de 1,00 m et un espacement de 0,75 m sont suspendus à des poutres métalliques longitudinales couvrant les 71,25 m de longueur (Fig. 2a). Ces dernières sont appuyées sur des murs en béton et sur des colonnes métalliques. Sur la partie sud orientée vers le lac, les sommiers transversaux sont en porte-à-faux sur une longueur de 4,50 m jusqu'à 9,00 m (Fig. 2b). La partie nord sur le restaurant et une partie au sud de la façade vitrée sont couvertes par une tôle à profil trapézoïdal qui assure le contreventement horizontal. A l'extrémité sud fonctionnant comme brise-soleil, la tôle est remplacée par des poutres longitudinales espacées de 0,75 m et de 0,55 m de hauteur appuyées sur les porte-à-faux fonctionnant comme raidisseurs et s'opposant ainsi au déversement des sommiers transversaux. Les sections de tous les éléments sont trapézoïdales avec largeurs variables entre 80 et 100 mm. Puisque la partie en porte-à-faux des sommiers transversaux se situe à l'extérieur, un joint en proximité de la façade Sud a dû être disposé pour les séparer thermiquement de la partie à l'intérieur. Ce joint thermique est conçu pour reprendre l'effort tranchant et le moment de flexion qui sont maximaux à cet endroit. Certains sommiers transversaux entièrement à l'extérieur ont une longueur ininterrompue de 21 m. Les autres, interrompus par le joint thermique, ont une portée variable entre 9,00 et 13,50 m à laquelle s'ajoute le porte-à-faux au-delà du joint (Fig. 2b).

Lors de la phase initiale du projet, plusieurs options ont été étudiées pour ce qui concerne la matériali-

Fig. 1
a) Façade sud du Musée Olympique et nouvelle toiture pendant les travaux, b) vue vers le lac depuis l'intérieur et c) vue de la partie fonctionnant comme brise-soleil.
a) South facade of the Olympic Museum and new roof during construction, b) view towards the lake, and c) view of the canopy.

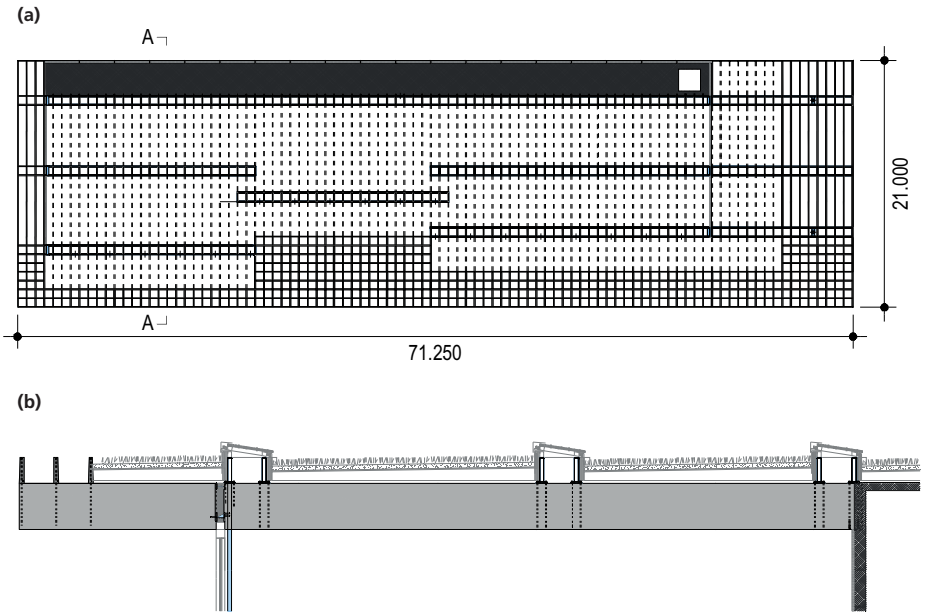


Fig. 2
a) vue en plan et b) schéma d'une poutre transversale avec portée de 13,50 m et porte-à-faux de 4,50 m (coupe A–A dans la vue en plan).
a) plan view and b) view of a transverse beam with a span of 13.50 m and a cantilever of 4.50 m (cross section A–A in plan view).

sation (BFUHP, bois lamellé collé, aluminium extrudé). En considérant tous les aspects économiques (coûts de production et d'entretien), techniques (complexité des détails constructifs), exécutifs (facilité de montage et possibilité d'assurer les délais), de durabilité et architecturaux, l'option en BFUHP a été retenue.

Préfabrication, montage et détails constructifs

Les éléments en BFUHP ont été préfabriqués dans une usine située à environ 80 km du chantier. Pour faciliter le décoffrage des moules métalliques (Fig. 4a), les sections des sommiers et des raidisseurs sont trapézoïdales avec épaisseurs variables entre 80 et 100 mm. A cause de l'élancement des éléments, pour faciliter le transport et le montage, les sommiers de 21 m de longueur ont été fabriqués et transportés en deux pièces de 10,50 m (Fig. 3b) et assemblées sur place au droit de joints conjugués précontraints par deux câbles mono-torons post-tendus (Fig. 3c). Pour les autres sommiers, le joint thermique a fait office de joint conjugué (Fig. 4c). Ce joint est composé de deux tubes en acier inoxydable dans lesquels trouvent place les deux torons dans la partie supérieure tendue. Ces tubes, avec les gaines des câbles de précontrainte, ont été injectés par coulis de ciment après mise en tension des câbles sur le chantier. Dans la partie inférieure des sommiers, la force de compression est reprise par des plaques en acier inoxydable soudé.
La fixation des raidisseurs sur les sommiers transversaux a été faite par le biais de plaques en acier inoxydable fixées aux raidisseurs par des tiges lors du bétonnage (Fig. 4a et 4b). Lors du montage, les plaques ont été boulonnées sur les sommiers inférieurs par le biais d'écrous vissés sur des tiges filetées en attente (Fig. 3d). Le même détail a été utilisé pour suspendre les sommiers transversaux aux poutres métalliques longitudinales (Fig. 4c).
La résistance à la flexion des sommiers transversaux est assurée essentiellement par les torons post-tendus. Afin de permettre la fixation des gaines vides lors du bétonnage, des barres de montage dans le sens transversal et longi-

width of 21.00 m (Fig. 1). The work was started in January 2012 and finished in September 2013.

Structural system

The structure of the roof consists of a regular grid of beams. In the transverse direction, the beams have a length varying between 18 and 21 m. They are 1.00 m in height and are spaced at 0.75 m. These beams are suspended from steel girders covering the 71.25 m length of the roof (Fig. 2a). The steel girders are supported on concrete walls and steel columns. In the south part, facing the lake, the transverse beams have cantilevers ranging from 4.50 m to 9.00 m (Fig. 2b). To ensure lateral stability, the north part (over the restaurant) and some regions of the south part are covered by a steel sheet of trapezoidal shape. This steel sheet is replaced in the outermost south regions by longitudinal stiffeners, spaced at 0.75 m and with a height of 0.535 m, supported on the cantilevers and acting as diaphragms (to resist lateral instability of the transverse beams). All sections were trapezoidal-shaped with a thickness

varying between 80 and 100 mm. Taking into account the fact that the cantilevers are exposed to environmental conditions in the south part, a joint was provided close to the south façade for thermal insulation purposes. This joint transfers the shear and bending moments, which are highest at this region, of the transverse beams. Some of the transverse beams have a length of 21 meters without joints. The others are not continuous (with the thermally insulating joint), have inner spans ranging from 9.00 to 13.50 m (Fig. 2) and are followed by the cantilever region.

During the design of the structure, several options regarding the material to be used for the roof were investigated (UHPFRC, timber, extruded aluminium). Taking into account economic aspects (both production and maintenance), technical aspects (complexity of construction details), construction technique (ease of construction and limited construction time), durability issues and/or architectural needs, UHPFRC was finally selected.

Precasting, erection and detailing

The UHPFRC members were precast in a specialized factory located 80 km from the construction site. In order to enhance the ease of demoulding (Fig. 3a), the cross-sections of the beams were trapezoidal with varying thicknesses between 80 and 100 mm. Due to the slenderness of the members, and to improve transportation and erection of the beams, the beams with a total length of 21 meters were fabricated as two pieces of

tudinal ont été utilisées. A ces armatures s'ajoutent les tiges verticales nécessaires pour les fixations des éléments et la suspension des sommiers (Fig. 4a et 4b).

Les raidisseurs longitudinaux ont la même largeur (80–100 mm) mais sont de moindre hauteur (535 mm) et leur longueur varie entre 3,00 et 12,00 m. Ils ont été coulés de la même façon et la résistance à la flexion des éléments dépassant une certaine longueur est assurée par deux torons prétendus en usine (méthode des fils adhérents).

Caractéristiques du BFUHP et dimensionnement

Le « béton spécial industriel » (BSI® avec 200 kg/m^3 de fibres métalliques, l_f = 20 mm, $\varnothing_f$ = 0,3 mm) a été utilisé pour tous les éléments en BFUHP. Aucun traitement ther-

Fig. 3
a) préparation du coffrage métallique, b) manutention en usine des éléments de 10,50 m de longueur, c) joint conjugué des sommiers de 21 m et d) montage des raidisseurs longitudinaux sur les sommiers transversaux.
a) arrangement of steel formwork, b) handling of the 10.50 m elements, c) match-casted joint for the 21 m beams and d) erection of longitudinal stiffeners over the transversal beams.

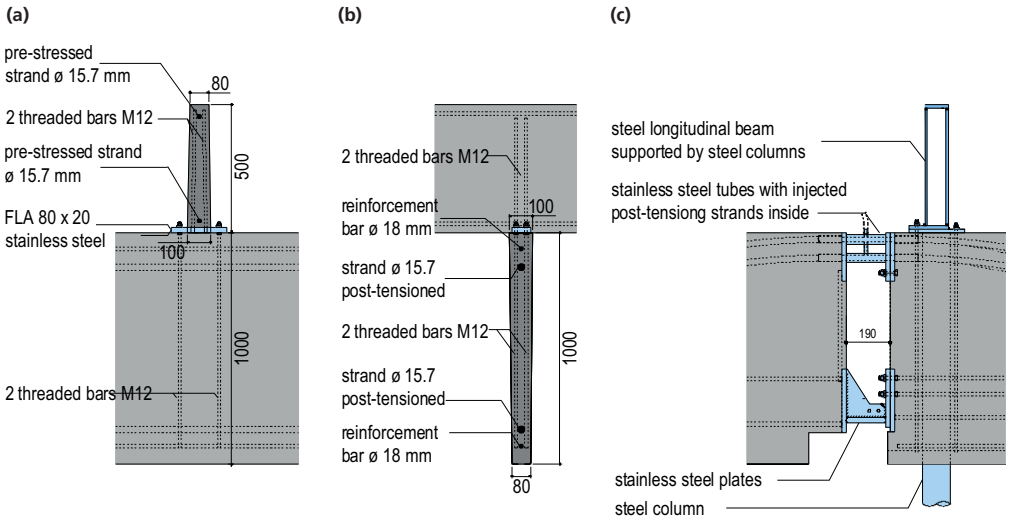


Fig. 4
a) et b) détail de la fixation des raidisseurs supérieurs sur les sommiers transversaux en dessous et c) détail du joint thermique et de la suspension des sommiers transversaux sur les sommiers métalliques longitudinaux.
a) and b) detail of joint between longitudinal and lower transversal beams and c) detail of thermally insulating joint and of the suspension of transverse beams from the steel beams.

mique n'a été appliqué lors du bétonnage. La conformité du béton a été contrôlée par des essais de compression sur cubes coulés (100 x 100 x 100 mm), par des essais de traction sur carottes (ø = 50 mm, *l* = 200 mm) prélevées d'un sommier d'essai et par essais de flexion sur prismes (90 x 90 x 400 mm) découpés du même élément (4 prismes dans le sens vertical et 4 dans le sens longitudinal) ou coulés sur place.
Les essais ont montré une variabilité relativement faible pour ce qui concerne la résistance à la compression après 28 jours (valeur moyenne = 188 MPa, écart type = 9,8 MPa à 28 jours) et la résistance à la traction de la matrice cimentaire (entre 8 et 12 MPa). Le comportement après fissuration est par contre relativement variable. Ceci est dû essentiellement à la distribution des fibres et à leur orientation peu homogène dues à la présence des armatures (barres de montage et tiges de fixation) ainsi que des gaines des câbles de précontrainte dans les sommiers transversaux et des torons prétendus dans les raidisseurs longitudinaux.
Pour cette raison, les armatures passives et prétendues ont été

10.50 m each (Fig. 3b). These pieces were later assembled at the construction site by means of the match-casted joints and post-tensioning (monostrand) tendons (Fig. 3c). For the other beams, the thermally insulating joint was used as a match-casted joint (Fig. 4c). This joint consisted of two tubes in stainless steel, where the two monostrand tendons were located (in the tension side of the member). These tubes, together with the ducts, were grouted with mortar after post-tensioning the strands. In the bottom side, the compression forces are transferred by means of welded stainless steel plates.
Assembling the transversal beams and longitudinal stiffeners was carried out using stainless steel plates fixed to the longitudinal members prior to concreting (Fig. 4a and 4b). During erection, the plates were bolted to the transverse stiffeners (by means of nuts screwed to bolts partly cast outside the concrete of the transverse beams, Fig. 3d). In the same way the transverse beams were suspended from the longitudinal steel girders (Fig. 4c).
The flexural strength of the transverse beams is ensured by the

dimensionnées selon les règles classiques pour reprendre la totalité des efforts de traction à l'état limite ultime dus à la flexion, à l'effort tranchant et à la diffusion dans le plan due aux forces concentrées (forces d'ancrage des câbles post-tendus et forces introduites par les joints thermiques). La résistance assurée par les fibres a par contre été considérée pour

Equipe/Team

Client/Owner
CIO, Comité International Olympique, Lausanne
Architecture
B+W architecture sàrl,
Ueli Brauen + Doris Wälchli, Lausanne
Conception de la structure et ingénierie/Structural design and engineering
Muttoni et Fernández, Ingénieurs Conseils SA, Ecublens (Lausanne)
Eléments préfabriqués/ Precast elements
MFP Préfabrication SA, Marin-Epagnier, et Dénériaz SA, Lausanne
Fourniture de matériaux et assistance technique/Material supply and technical assistance
EIFFAGE TP – Département BSI®, F-Neuilly sur Marne
Construction métallique/ Steel elements and erection
Stephan SA, Fribourg
Précontrainte/Prestressing
Freyssinet SA, Moudon

post-tensioning strands. Transverse and longitudinal bars were also installed to ensure correct placing of the duct. In addition to this reinforcement, vertical bars were also arranged to fix or to suspend the beams (Fig. 4a and b). The longitudinal stiffeners have the same thickness (80–100 mm) but have a lower height (535 mm) and their length varies between 3.00 and 12.00 m. They were cast in the same way. The bending strength of the longest members was ensured by means of two strands prestressed in the factory before pouring the concrete.

UHPFRC properties and design criteria

The "béton spécial industriel" (BSI® with 200 kg/m^3 metallic fibres, l_f = 20 mm, $ø_f$ = 0.3 mm) was used for all members with UHPFRC. No thermal treatment was applied after concreting. The quality of the concrete was checked by compression tests on 100 x 100 x 100 mm cubic specimens, by tension tests on drilled cores from one specimen (ø = 50 mm, l = 200 mm) and 4-point-bending tests on prisms (90 x 90 x 400 mm) sawn from the same element. The tests exhibited a relatively low scatter with respect to the concrete compressive strength at 28 days (average value equal to 188 MPa, standard deviation equal to 9.8 MPa at 28 days) and the tensile strength of the cement matrix (between 8 and 12 MPa). The behaviour after cracking however was more variable. This is essentially due to the relatively inhomogeneous distribution and orientation of fibres because of the presence of linking threaded rods, post-tensioning ducts (with their support bars during pouring) and pre-tensioning strands.
For this reason, the ordinary and prestressed reinforcement have been designed according to the classical design methods so that they ensure resistance to all the tension forces at the ultimate state due to bending, shear and in-plane spreading of concentrated forces (anchorage forces of post-tensioning tendons and forces in the structural elements at the expansion joints). The contribution of fibres enhances (and was considered) in the bond properties of concrete and to ensure the strength of the out-of-plane spreading of the concentrated forces. The very high compressive strength was required in order to keep the dimensions very limited despite the significant concentrated forces (anchorage of tendons and thermic joints, see Fig. 4c).
In order to avoid lateral instability of the thin and slender beams, all supports were arranged on bottom of the longitudinal steel beams and the rods used to fix them to the longitudinal elements were designed accounting for the potential second order effects.

Conclusions

A detailed study of structural solutions for the new roof of the Olympic Museum allowed a comparison between a solution in ultra-high performance fibre reinforced concrete (UHPFRC) and others in timber and extruded aluminium. The timber and aluminium solutions were finally not selected for a number of reasons. This study has shown UHPFRC to be an interesting material for building roofs under demanding conditions. In addition, the UHPFRC allows producing durable elements despite thin dimensions and high slenderness. Nevertheless, it is still to be checked if the amount of fibres can be reduced accounting for the fact that for members with quite significant dimensions, the placing of ordinary or prestressed reinforcement is unavoidable to ensure sufficient strength to withstand the internal forces.

reprendre les forces d'adhérence des torons prétendus et assurer la diffusion hors du plan des forces concentrées. La résistance élevée à la compression a été indispensable afin d'assurer des épaisseurs réduites malgré l'introduction d'effort concentrés importants (ancrage des câbles et joints thermiques, voir Fig. 4c).
Afin d'empêcher le déversement des sommiers minces, tous les appuis sont disposés en dessous des poutres longitudinales métalliques (sommiers en BFUHP suspendus) et les tiges de fixation aux éléments longitudinaux (raidisseurs et poutres métalliques) ont été dimensionnées pour reprendre les efforts de second ordre qui pourraient en dériver.

Conclusions

Une étude de variantes a permis de comparer la solution en BFUHP à deux options en bois lamellé-collé et en aluminium extrudé. D'autres options avaient été écartées dans une phase préliminaire pour différentes raisons. Cette étude a démontré que le BFUHP est un matériau intéressant pour la réalisation d'une toiture avec des exigences accrues. En outre, le BFUHP permet de réaliser des éléments durables malgré leurs faibles dimensions et leur élancement. Cependant, il est encore à vérifier si le taux de fibres ne pourrait pas être réduit en considérant le fait que de toute façon, dans des éléments d'une certaine dimension, des armatures ordinaires passives ou actives sont indispensables pour reprendre les efforts plus importants.

Auteur/Author

Aurelio Muttoni
Prof. Dr ès techn. ing. dipl. EPFZ
Muttoni et Fernández,
Ingénieurs Conseils SA
CH-1024 Ecublens
aurelio,muttoni@mfic.ch

La salle de spectacle «Equilibre» à Fribourg
The new "Equilibre" theatre in Fribourg

Henri Brasey, François Prongué, Jean-François Klein

Introduction

La nouvelle salle de spectacle de Fribourg sise entre l'Avenue de la Gare et le parc des Grand'Places constitue une prouesse technique. On se rend compte des caractéristiques de la salle de spectacle en considérant sa coupe longitudinale. D'une longueur totale de 63,55 m, elle se caractérise par deux porte-à-faux impressionnants; celui côté ville mesure 15,50 m à une hauteur de 21,50 m au-dessus de l'esplanade, celui côté parc des Grand'Places mesure 19,20 m pour une hauteur variant entre 7,0 m et 9,0 m (Fig. 1). Cette coupe met en évidence la logique et la simplicité du concept.

Particularités de l'ouvrage

Le porte-à-faux côté ville accueille en deux étages les bureaux de l'administration du théâtre ainsi que les salles de répétition. Il dégage une vaste place publique au pied du bâtiment (Fig. 2). Du côté parc la création du porte-à-faux est imposée par la présence d'un restaurant existant et d'un passage routier d'accès aux immeubles voisins tandis que sa forme en pente est dictée par la présence des gradins de l'auditoire de 700 places. La hauteur dégagée sous les dernières rangées permet l'aménagement d'un vaste foyer d'entracte merveilleusement ouvert sur le parc et offrant une vue imprenable sur les Alpes (Fig. 3).

Le porte-à-faux côté ville représentant un poids de l'ordre de 13 500 kN et celui du côté parc un poids d'environ 25 000 kN, la prouesse technique de l'ingénieur a été de mettre en équilibre ces deux efforts. Cela a été possible grâce à une collaboration étroite entre l'ingénieur et l'architecte ainsi que à l'utilisation de la précontrainte et celle de béton autoplaçant. La précontrainte est utilisée non seulement dans les sens longitudinal et transversal mais également dans le sens vertical. La longueur totale des câbles de précontrainte est de l'ordre de 3230 m (Fig. 4 et 6).

Une autre particularité de cet ouvrage réside dans l'utilisation de béton auto-plaçant pour limiter les nuisances lors des bétonnages et plus particulièrement ga-

Introduction

This new theatre in Fribourg, located between the Avenue de la Gare and the Grand'Places Park, is a real feat of engineering. The theatre's features are best appreciated by looking at its longitudinal section. With a total length of 63.55 m, it is characterised by two impressive overhanging parts (cantilevers); the one on the town side projects 15.50 m and is 21.50 m above the esplanade, the one facing the Grand'Places Park projects 19.20 m and is between 7.0 m and 9.0 m above the ground (Fig. 1). This view shows the logic and simplicity of the design.

The building's distinctive features

The cantilever facing the town comprises two floors and houses the offices for the theatre's administration staff and the rehearsal rooms. It makes space for a large public area at the foot of the building (Fig. 2). The cantilever on the park side was necessary because of an existing restaurant and road access to the neighbouring buildings, whilst its sloping

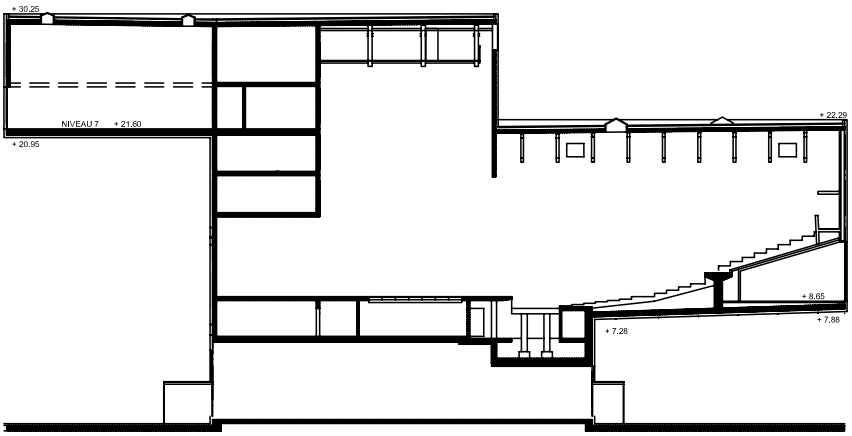


Fig. 1
Coupe longitudinale.
Longitudinal section.

Fig. 2
Le côté ville de la salle de spéctacle avec la place publique à son pied.
The side of the theatre facing the town with the public area in front.

Fig. 3
Le côté parc avec l'auditoire de 700 places surplombant le restaurant.
The park side with the 700-seat auditorium overhanging the restaurant.

shape is dictated by the tier system of the auditorium, which has a seating capacity of 700. The clear height underneath the last few rows makes space for a large interval foyer with a wonderfully open aspect, overlooking the park and offering an unrestricted view of the Alps (Fig. 3).
The cantilever on the town side produces a force of approximately 13,500 kN, and that on the park side approximately 25,000 kN, and the technical challenge facing the engineer was to balance these two forces. This was achieved by means of close collaboration between the engineer and the architect and the use of prestressing and self-placing concrete. Prestressing is used not only in the longitudinal and transverse directions but also vertically. The total length of the prestressing cables is around 3,230 m (Fig. 4 and 6).
Another particular feature of this structure is the use of self-placing concrete to minimise disruption during concreting and, even more importantly, to avoid inconvenience to the people using the multiplex cinema in the basement, on top of which part of the theatre is built.

rantir le confort des utilisateurs du cinéma multiplexe en sous-sol sur lequel se trouve partiellement la salle de spectacle.

Calcul sismique

Compte tenu de sa géométrie particulière et notamment de la présence de ses deux porte-à-faux formant un large de corps de bâtiment surélevé encastré sur une base de bâtiment étroite, un calcul sismique poussé a été réalisé. L'objectif était de déterminer les efforts dans les éléments porteurs principaux sous cette situation de risque accidentelle à l'aide de la méthode dite des spectres de réponse. Le bâtiment a donc été entièrement modélisé en trois dimensions (Fig. 5), afin d'en déterminer, dans un premier temps, ses fréquences propres de vibration et d'en tirer, après application des actions sur l'ouvrage et des accélérations sismiques prévues par la norme, les efforts internes.

Exécution

Techniquement, la construction présente quelques défis intéressants, le porte-à-faux supportant l'auditoire situé à 8 m du sol, mesure plus de 19 m de long. Un étayage provisoire pour la phase

Seismic study

Because of its unusual shape, especially the two cantilevers forming a wide elevated structure built on a narrow base, an exhaustive seismic study was carried out. The purpose of this was to determine the forces in the main load-bearing structures in this accidental risk scenario using the so-called response spectra method. The structure was modelled therefore in three dimensions (Fig. 5) in order to first determine its eigenfrequencies and, from these, to derive the internal forces and moments that would be induced in the structure under the seismic accelerations stipulated by the standard.

Execution

From a technical point of view, the building poses several interesting challenges, since the cantilever housing the auditorium is located 8 m above the ground and measures more than 19 m in length. As it was not possible to use temporary shoring during the construction phase, the construction stages were stabilised using prestressing cables, which were successively tensioned after coupling. These are arranged in the

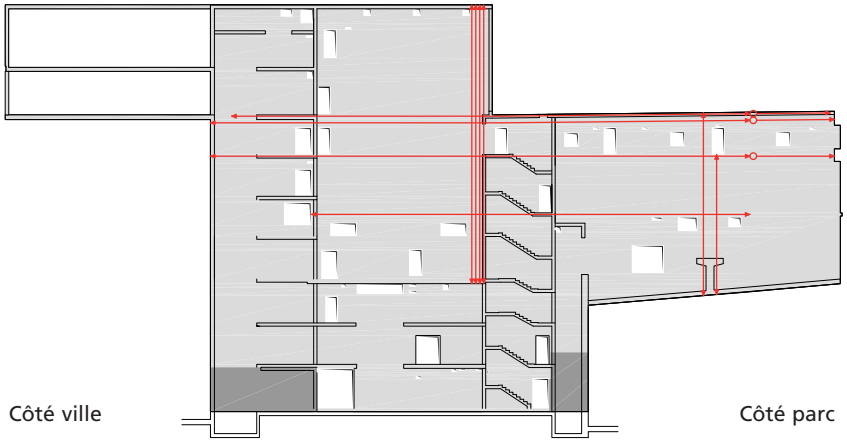


Fig. 4
Schéma de la précontrainte longitudinale et verticale.
Longitudinal and vertical prestressing layout.

Maître de l'ouvrage/Owner
Ville de Fribourg, pour Coriolis Infrastructures
Architecte/Architect
Dürig AG, Zurich
Ingénieurs/Engineers
Groupement d'ingénieurs BT: Brasey Ingénieurs SA, Fribourg, et T-Ingénierie SA, Genève
Entreprise/Contractor
Implenia Construction SA, Fribourg

de construction n'étant pas possible, c'est à l'aide des câbles de précontrainte mis en tension successivement après couplage que les étapes de construction ont pu être stabilisées. Ces derniers sont disposés dans les deux grands murs-voiles béton disposés de part et d'autre des gradins. L'unité choisie est 13 torons de 150 mm^2 (13T15S/P_0 = 2539 kN) et les mises en tension se font à l'extrémité dans le vide (Fig. 7).
Du côté ville, bien que plus haute (21 m au-dessus du sol) la construction s'est faite de manière traditionnelle à l'aide d'un échafaudage prenant emprise sur l'esplanade (Fig. 8). Les câbles de pré-

two big concrete walls on either side of the seating tiers. The chosen unit is 13 x 150 mm^2 strands (13T15S/P_0 = 2,539 kN), whilst tensioning is carried out at the free end (Fig. 7).
On the town side, even though the cantilever is higher up (21 m from the ground) it was possible to build in the conventional manner, using falsework supported on the esplanade (Fig. 8). The prestressing cables of smaller units, i.e. 7 x 150 mm^2 strands (7T15S/P_0 = 1,367 kN) are laid in the slabs, thereby creating a horizontal element under tension.
The construction process was divided into 2 main stages: first of

contrainte d'unités plus petites soit 7 torons de 150 mm^2 (7T15S/P_0 = 1367 kN) sont quant à eux disposés dans les dalles constituants ainsi un élément travaillant à la traction rectiligne disposé horizontalement.
La réalisation s'est fait en 2 étapes principales: d'abord la construction classique du corps central de 28,55 m de long puis la réalisation par phases symétriques équilibrées des deux porte-à-faux côté ville et côté parc. Cette réalisation complexe a été faite en 9 phases pour le côté parc et 6 phases pour le côté ville. La méthode était celle de l'avancement avec couplage des câbles avant chaque phase.

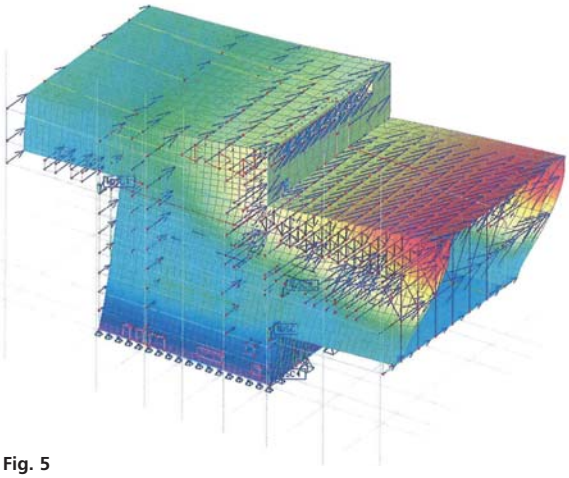


Fig. 5
Modèle statique tridimensionnel et mode vibratoire global transversal sous accélération sismique.
Structural model and global transverse vibration modes under seismic acceleration.

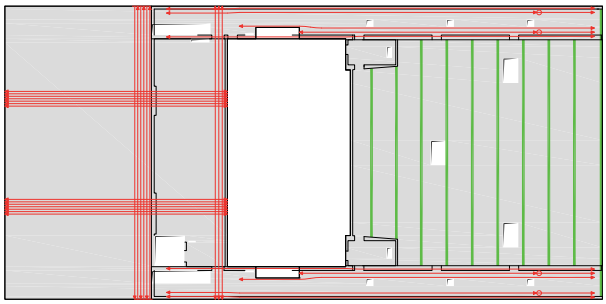


Fig. 6
Schéma de la précontrainte de la dalle du 6ème étage.
Prestressing layout for the 6th storey floor slab.

Fig. 7
Stabilisation des étapes de construction côté parc.
Supporting the construction steps on the park side.

Fig. 8
Construction traditionnelle avec échafaudage.
Conventional building with falsework.

all the conventional construction of the 28.55 m long central body and then construction of the two cantilevers on the town side and the park side in symmetrical and balanced phases. This complex procedure was achieved in 9 steps in the case of the cantilever facing the park and 6 steps for the cantilever facing the town. The method was to extend and couple the cables before each new step.
Thanks to digitisation and three-dimensional modelling, made possible by the relatively recent development of new calculation methods and computer software, it was possible to plan the 15 steps mentioned above with the requisite degree of safety.
As far as the sequence is concerned, the design studies started in October 2007 and construction lasted from June 2008 to July 2011. This three-year timescale to construct a volume of around 39,000 m^3 reflects the complexity of this building site, situated right in the centre of Fribourg.

La numérisation et les simulations tridimensionnelles rendues possibles par le développement relativement récent de nouvelles méthodes et programmes de calcul ont permis de planifier avec toute la sécurité nécessaire les 15 phases mentionnées ci-dessus.
Au point de vue historique, notons que les études ont débuté en octobre 2007 et que la réalisation a duré de juin 2008 à juillet 2011. Cette durée de 3 ans, pour un volume construit de l'ordre de 39 000 m^3, est le reflet de la complexité de ce chantier en plein centre urbain de Fribourg.

Auteurs/Authors

Henri Brasey
ing. dipl. EPFZ
Brasey Ingénieurs SA
CH-1701 Fribourg
brasey@brasey.ch

François Prongué
ing. dipl. EPFL
Freyssinet SA
CH-1510 Moudon
francois.prongue@freyssinet.ch

Jean-François Klein
Dr ès sc. techn., ing. dipl. EPFL
T ingénierie SA
CH-1211 Genève
jfk@t-ingenierie.com

Manufacture Cartier Horlogerie à Couvet
Cartier Horlogerie factory at Couvet

Philippe Menétrey, Jonathan Krebs

Introduction

Cartier Horlogerie, branche du groupe Richemont, est une des marques pionnières de l'horlogerie moderne dont les premières montres datent de la fin du XIXème siècle. Suite à la décision de Swatch de ne plus commercialiser ses mouvements aux marques externes au groupe, Cartier Horlogerie a choisi de renforcer son savoir-faire en matière de mouvements horlogers. Située à Couvet, dans le Val-de-Travers, la nouvelle manufacture Cartier Horlogerie est entièrement dévolue à la fabrication de mouvements horlogers et à leur assemblage.

Le bâtiment est conçu de façon à rassembler l'ensemble de la production sur un unique étage. Ce plateau, libre de toutes cloisons, est séparé en deux zones ; l'une dévolue à l'usinage des mouvements, l'autre à leur assemblage. Le bâtiment comporte trois étages. Le rez-de-chaussée est destiné aux parkings, vestiaires, installations techniques ainsi qu'à la réception. Le premier étage est l'étage de production et l'attique regroupe les espaces administratifs et le restaurant. Les dimensions du bâtiment, définies par la surface nécessaire à l'étage de production, sont importantes. La base du bâtiment est un rectangle de 80 m de long par 70 m de large. Le parti-pris architectural est d'atténuer la perception du rez-de-chaussée en réalisant un bâtiment sur pilotis. Les espaces nécessitant des murs sont ainsi regroupés dans la partie centrale du bâtiment tandis que les zones périphériques, qui accueillent les parkings, sont entièrement ouvertes.

Introduction

Cartier Horlogerie, a member of the Richemont group, is one of the pioneering brands of modern horology, the first watches of which date back to the end of the XIXth century. Following the decision of Swatch not to sell its movements to brands outside the group, Cartier Horlogerie has decided to strengthen its know-how of watch movements. Situated at Couvet, in the Val-de-Travers, the new Cartier Horlogerie factory is devoted entirely to the manufacture of watch movements and their assembly.

The building is designed in such a way that the whole of the production can be located on one floor. This area, free of all partitions, is separated into two zones, one devoted to the machining of parts of the movements and the other to their assembly. The building has three floors. The ground floor is designed for parking, cloakrooms, technical installations and the reception area. The first floor is the production floor and the attic contains the administrative offices and the restaurant.

The dimensions of the building,

Choix des matériaux et du système structural

Généralités

Hormis les enjeux inhérents au développement du projet architectural, plusieurs contraintes ont orienté la conception de la structure ; la mauvaise qualité du sol en place, la présence de radon, la charge utile importante à l'étage de production, les délais de construction du gros-œuvre limités à sept mois et les objectifs financiers du maître d'ouvrage en sont les principales.

Pour satisfaire au mieux à ces contraintes, la structure porteuse est

Fig. 1
Photomontage de la manufacture.
Photomontage of the manufacture.
(© Richemont Intl. SA)

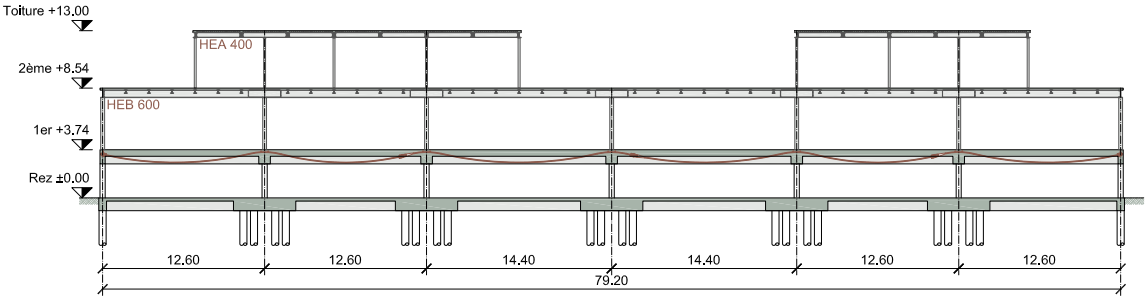


Fig. 2
Coupe longitudinale.
Longitudinal section.

defined by the surface necessary for the production floor, are large. The base of the building is a rectangle 80 m long by 70 m wide. The architectural bias is to reduce the perception of the ground floor by constructing a building on piles. The spaces necessary for the walls are thus grouped in the central part of the building while the peripheral zones, where the parking spaces are located, are entirely open.

Choice of materials and the structural system

General

Apart from the issues inherent in the development of the architectural project several constraints affected the design of the structure. The poor quality of the ground, the presence of radon, the high load-bearing capacity of the production floor, the time required to construct the building shell being limited to seven months and the financial objectives of the owner were the principle ones.
To satisfy these constraints as far as possible, the supporting structure has different functions on each level as shown on Figure 2.

Piles

The site, bordered by the Areuse to the north and the side, is characterised by a layer of about 30 m of lacustrian deposits and alluvial fluviates of soft consistency. A fringe of alluvia that is not very compact overhangs these deposits. The whole site is in a state of long-term consolidation. It was

différentiée par niveau comme visible sur la Figure 2.

Pieux

Le site, délimité par l'Areuse au nord et le versant au sud, est caractérisé par une couche d'environ 30 m de dépôts lacustres et alluvions fluviatiles de consistance molle. Une frange d'alluvions peu compactes surplombe ces dépôts.
L'ensemble du site est en consolidation lente. Il a donc été choisi d'appuyer la manufacture sur un réseau de 215 pieux à refoulement d'environ 30 m de longueur. Les conditions d'appui étant variable sur le site, les pieux ont été réalisés sur la base d'un « critère de fonçage » similaire pour tous les pieux (à l'instar des pieux battus), afin d'homogénéiser le niveau de travail des pieux et de limiter le risque de tassement différentiel. Le « critère de fonçage » a été calibré sur la base d'essais PDA.

Radier

Un radier général est disposé au-dessus des pieux. Il est renforcé par des longrines dans les deux directions. Afin de régler les problèmes d'étanchéité au radon, le radier de 25 cm est réalisé en béton étanche et ses armatures sont dimensionnées de manière à respecter les exigences accrues de fissuration. Etant donné les dimensions importantes du radier et afin de limiter la quantité d'armatures, ce denier à été réalisé en étapes dissociées puis clavé après durcissement du béton.

therefore decided to support the factory on a network of 215 piles inserted with vibratory pile divers about 30 m long. As the conditions of support varied throughout the site, the piles have been constructed on the basis of a settlement criterion similar for all the piles (following the example of the driven piles), in order to make the construction of the piles more uniform and to limit the risk of differential settlement. The settlement criterion has been calibrated on the basis of PDA tests.

Foundation slab

A general foundation slab is constructed on top of the piles. It is reinforced by longitudinal ribs in both directions. In order to control the problems of sealing to avoid radon the foundation slab of 25 cm is made of watertight concrete and its reinforcement is designed in such a way that it meets the increased requirements of cracking. In view of the large dimensions of the foundation slab and in order to limit the number of reinforcing bars, the slab has been made in separate steps and then connected together after hardening of the concrete.

Production floor slab

The production floor slab rests on columns spaced 14.40 m apart. The load-bearing capacity specified by the owner was 1 t/m^2 in order to allow plenty of flexibility in the production areas. The production floor slab is therefore made of pre-stressed concrete as described further down.

Fig. 3
Montage de la charpente sur atelier.
Assembly of the roof structure on the workshop.

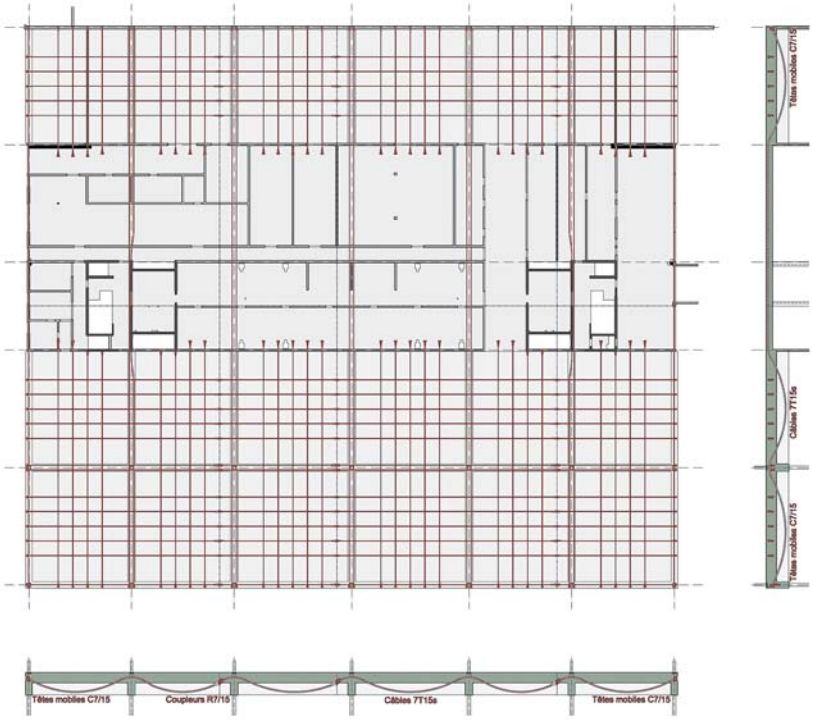


Fig. 4
Vue en plan et coupes de la précontrainte.
View in plan and sections of the pre-stressing.

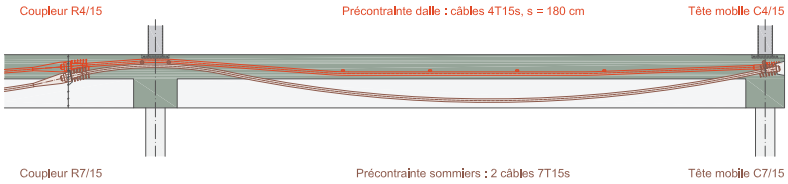


Fig. 5
Tracé et détails de la précontrainte dans le sommier et dans la dalle.
Trace and details of the pre-stressing in the beam and in the floor slab

Dalle de production
La dalle de production repose sur des colonnes espacées de 14,40 m. La charge utile définie par le maître d'ouvrage est 1 t/m^2 afin de permettre une grande liberté d'aménagement dans les espaces de production. La dalle de production est donc en béton précontraint, comme décrit ci-après.

Dalle et toiture en structure mixte acier-béton
La dalle sur atelier est une dalle mixte acier-béton permettant de franchir les grandes portées de 14,40 m. La dalle est constituée d'une charpente métallique dont les poutres principales sont de type HEB 600 disposées dans la trame des colonnes, comme illustré à la Figure 3. La charpente métallique est recouverte d'une tôle nervurée métallique. La dalle en béton a une épaisseur de 14 cm.
La dalle toiture est également une dalle mixte acier-béton avec des poutres de type HEA 400. Les colonnes du niveau administration/restaurant sont en acier. Leur section, rectangulaire, a été volontairement affinée de façon à les intégrer à la façade vitrée.

Cages d'escalier et d'ascenseur
Les cages d'escalier et d'ascenseurs sont en béton armé et font office de noyaux de stabilisation permettant de s'affranchir de contreventements en façade.

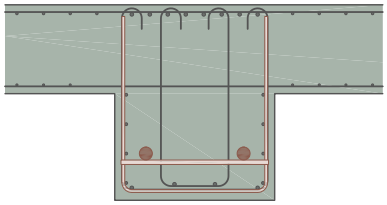


Fig. 6
Coupe transversale d'un sommier précontraint.
Transverse section through a pre-stressed lintel.

Fig. 7
Pose de la précontrainte.
Installing the pre-stressing.

Floor slab and roof in a composite steel-concrete structure

The floor slab on the workshop is a composite steel-concrete floor slab permitting the large spans of 14.40 m. The floor slab is formed of a metallic roof structure the main girders of which are of the HEB 600 type fitted in the framework of the columns, as illustrated in Figure 3. The metallic roof structure is covered by a ribbed metallic sheet. The concrete floor slab has a thickness of 14 cm.
The roof floor slab is also a composite steel-concrete floor slab with type HEA 400 girders. The columns of the offices/restaurant level are made of steel. Their rectangular cross section has been deliberately reduced so that they can be integrated into the glazed façade.

Stairwell and lift shaft

The stairwell and lift shafts are made of reinforced concrete and act as a centre for stabilisation which means that diagonal braces are not required.

Pre-stressed production floor slab

The production floor slab, designed to carry loads bidirectionally, is built on a frame of orthogonal supporting beams aligned to the frame of columns, as illustrated in Figure 4. This design enables the big spans to be bridged while providing the high load-bearing capacity. The lintels enable the efficiency of the pre-stressing to be increased and to simplify the fitting of the cables while eliminating the conflicts between the cables of the beam and of the floor slab. The floor slab has a thickness of 50 cm and the beam has a section of 90 cm wide and 110 cm high, floor slab included, which makes a very efficient structure.
The pre-stressing in the beam is made up of two cables of seven strands of T15S steel alloy Y1860S7-15.7 following a parabolic trace as shown in Figures 4 and 5. This pre-stressing, with only two cables, enables 60% of the permanent loads to be balanced.
The massive floor slab is equally pre-stressed in both directions. The pre-stressing is made up of T15S cables of four strands of the steel alloy Y1860S7-15.7 installed in flat ducts every 1.8 m. The pre-stressing of the floor slab follows a trapezoidal trace to simplify its introduction as shown in Figure 5.
The production floor slab of 5600 m^2 was constructed in eight steps, each of about 700 m^2, without any working joint. The longitudinal pre-stressing of the lintels and the pre-stressing in the floor slab is achieved with cables fitted in the factory and the connections to the concreting joints are made with couplers.

Dalle de production précontrainte

La dalle de production, conçue pour porter bidirectionnellement, est réalisée sur une trame de sommiers orthogonaux alignés sur la trame des colonnes, comme illustré à la Figure 4. Cette conception permet de franchir les grandes portées tout en supportant la charge utile élevée. Les sommiers permettent d'augmenter l'efficacité de la précontrainte et de simplifier la mise en place des câbles en supprimant les conflits entre les câbles des sommiers et de la dalle. La dalle a une épaisseur de 50 cm et les sommiers ont une section de 90 cm de large par 110 cm de haut, dalle comprise, ce qui en fait une structure très efficace.
La précontrainte des sommiers est composée de deux câbles de sept torons T15S de nuance d'acier Y1860S7-15.7 suivant un tracé parabolique comme illustré aux Figures 4 et 5. Cette précontrainte, avec seulement deux câbles, permet de balancer 60 % des charges permanentes.
La dalle massive est également précontrainte dans les deux sens. La précontrainte est composée de câbles de quatre torons T15S de nuance d'acier Y1860S7-15.7 installés en gaines plates tous les 1,80 m. La précontrainte de la dalle suit un tracé trapézoïdal afin de simplifier sa mise en œuvre, comme illustré à la Figure 5.

Fig. 8
Vue a) du dessus et b) du dessous de la dalle de production.
View a) of the upper side and b) of the underneath of the production floor slab.

La dalle de production de 5600 m² est réalisée en huit étapes, d'environ 700 m² chacune, sans aucun joint de travail. La précontrainte longitudinale des sommiers et la précontrainte en dalle sont réalisés avec des câbles montés en usine et les raccords aux joints de bétonnage sont réalisés avec des coupleurs.
La précontrainte des sommiers transversaux est réalisée avec des gaines vides dans lesquelles les câbles de précontraintes sont enfilés après bétonnage. Ceci permet de s'affranchir de coupleurs dans la zone centrale, dont l'épaisseur est réduite à 30 cm afin d'augmenter la hauteur utile dans les locaux techniques.
Pour des raisons de durabilité, les niches ont été cachetées une fois les injections des gaines réalisées.
L'utilisation de la précontrainte bidirectionnelle se justifie par les sollicitations de la structure à l'état limite ultime. Elle permet en outre d'améliorer considérablement le comportement de la dalle à l'état de service et également de diminuer de manière substantielle la quantité d'armatures passives mises en place. Le taux d'armature moyen de la dalle de production a ainsi pu être réduit à 110 kg/m³.

Conclusion

La construction de la manufacture Cartier Horlogerie à Couvet était soumise à des exigences particulières au niveau de la surface, 5600 m² pour la surface de production, des portées avec une trame de 14,40 x 14,40 m, de la charge utile de 1 t/m², des caractéristiques géotechniques défavorables du site et de la durée de construction limitée à sept mois.
La structure porteuse a donc été différenciée par niveaux pour satisfaire à ces exigences. Une dalle en béton précontraint sur sommiers a été développée pour la dalle de production, dont la charge utile est de 1 t/m². Cette solution a montré toute son efficacité puisque la trame de 14,40 x 14,40 m a été franchie avec des sommiers de 1,10 m de hauteur et une dalle de 50 cm d'épaisseur.

The pre-stressing in the transverse beam is achieved with empty ducts in which the pre-stressing cables are threaded in after concreting. This makes it possible to do away with couplers in the central zone, the thickness of which is reduced to 30 cm in order to increase the usable height in the technical rooms.
The use of bidirectional pre-stressing is justified by the stresses in the structure at the ultimate limit state. It also permits the behaviour of the floor slab to be improved considerably in the service state and also to reduce substantially the quantity of passive rein-

Participants

Owner
Cartier Horlogerie, Branch of Richemont Intl. SA
Architects
A&A atelier d'architecture – Atelier A5
Civil engineers
INGPHI SA, ingénieurs en ouvrages d'art
Piles
Marti techniques de fondations SA
Reinforced concrete
F. Piemontesi SA
Pre-stressing
Freyssinet SA
Metallic roof structure and façades
Progin SA – Berisha SA

The factory in figures

Reinforced concrete	6900 m³
Reinforcing steel	850 to
Pre-stressing steel	20 000 kg
Metallic roof structure	610 to
Volume constructed	60 000 m³
Cost of the structures	CHF 10 600 000

Intervenants

Maitre d'ouvrage
Cartier Horlogerie, Branch of Richemont Intl. SA
Architectes
A&A atelier d'architecture – Atelier A5
Ingénieurs civils
INGPHI SA, ingénieurs en ouvrages d'art
Pieux
Marti techniques de fondations SA
Béton armé
F. Piemontesi SA
Précontrainte
Freyssinet SA
Charpente métallique et façades
Progin SA – Berisha SA

La manufacture en chiffres

Béton armé	6900 m³
Acier d'armature	850 to
Précontrainte	20 000 kg
Charpente métallique	610 to
Volume construit	60 000 m³
Coût des structures porteuses	CHF 10 600 000

Fig. 9
Vue du bâtiment réalisé.
View of the building constructed.

forcement installed. The average amount of reinforcement of the workshop floor slab could thus be reduced to 110 kg/m^3.

Conclusion

The design of the Cartier Horlogerie factory at Couvet was subjected to specific requirements regarding the surface area, 5600 m^2 for the production area, spans with a frame of 14.40 x 14.40 m, the load-bearing capacity of 1 t/m^2, the unfavourable geotechnical characteristics at the site and the duration of the construction time that had to be limited to seven months. The supporting structure has therefore been designed differently for each level to satisfy these requirements. A ribbed floor slab made of pre-stressed concrete has been developed for the workshop floor slab, where the carrying capacity can be up to 1 t/m^2. This solution has shown its efficiency since the frame of 14.40 x 14.40 m has been covered with beams 1.10 m high and a floor slab 50 cm thick.
The floor slabs of the floors and of the roof have been constructed with a composite steel-concrete structure. This structure enables the spans of 14.40 m to be covered with sections of type HEB 600 and a floor slab of 14 cm thickness.
These floor slabs also enable a surface area of 210 m^2 to be covered thus offering great flexibility for the user.
Apart from its complexity, the project of the new factory for Cartier Horlogerie required the introduction of different load-bearing structures for each floor, demonstrating the potential of concrete structures very well.

Les dalles des étages et de toiture ont été réalisées avec une structure mixte acier-béton. Cette structure permet de franchir les portées de 14,40 m avec des profilés de type HEB 600 et une dalle de 14 cm d'épaisseur.
Ces dalles permettent ainsi de couvrir des surfaces libres de tous porteurs de 210 m^2 offrant ainsi une très grande flexibilité pour l'utilisateur.
De part sa complexité, le projet de la nouvelle manufacture Cartier Horlogerie a nécessité la mise en œuvre de structures porteuses différentes pour chaque étage, démontrant bien la puissance des structures en béton.

Auteurs/Authors

Philippe Menétrey
Dr ès techn. ing. dipl. EPFL
phm@ingphi.ch

Jonathan Krebs
Ing. civil HES
jonathan.krebs@ingphi.ch

INGPHI SA
Ingénieurs en ouvrages d'art
CH-1003 Lausanne

Erweiterungsbau Kongresszentrum Davos
Extension of the Davos Convention Centre

Joseph Schwartz

Einleitung

Das Kongresszentrum Davos wurde von renommierten Architekten in vier Bauetappen gebaut. Das erste Kongresshaus wurde 1969 von Ernst Gisel entworfen. Nach einem ersten Ausbau 1979 wurde es 1989 zum Kongresszentrum entwickelt. Mit der Erweiterung von 2009/10 durch den Basler Architekten Heinrich Degelo ist das Kongresszentrum neu gegen den Kurpark ausgerichtet und die verschiedenen Häuser sind durch eine repräsentative Wandelhalle direkt verbunden. Eine freischwebende, statisch spektakuläre Wabendecke überspannt den neuen Plenarsaal. Als Wahrzeichen für den weltberühmten Kongressort Davos wurde das markante Eingangsportal konzipiert.

Architektonisches Konzept

Die grösste Herausforderung beim 2008 durchgeführten Wettbewerb zur Erweiterung des Kongresszentrums Davos bestand darin, das bestehende Labyrinth aus drei Häusern und einem Hallenbad mithilfe der neu zu ergänzenden Räume zu einem klaren Gebäudekomplex zusammenzuführen und neu zum südwestlichen Kurpark hin zu orientieren. Dies konnte nur gelingen, indem die teils chaotische innere Erschliessung in ein übersichtliches System umgewandelt wurde, das so in Erscheinung tritt, als sei es von Anfang an so geplant gewesen (Fig. 1).

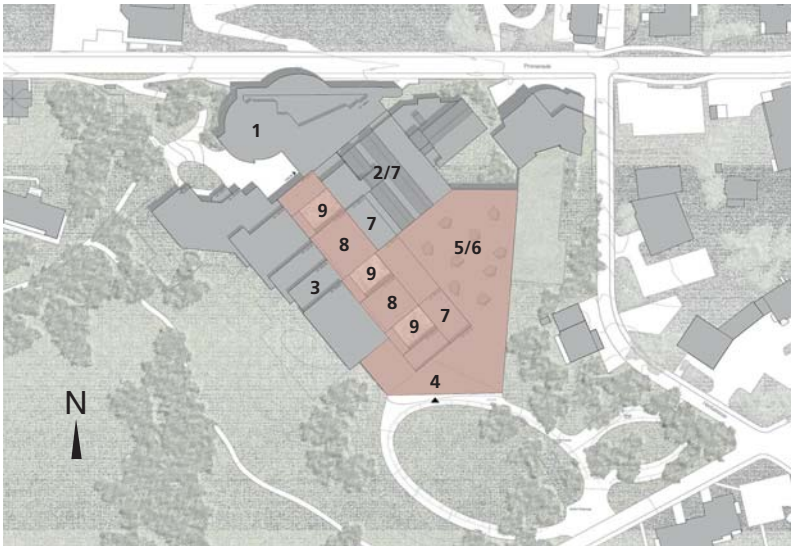
Durch die Anordnung des Eingangs an die südliche Talstrasse entstand eine grosszügige Erschliessung des Gesamtkomplexes zum bestehenden Kurpark hin (Fig. 2a), mit der einzigartigen Sicht aus der Eingangshalle auf die Davoser Bergwelt. Die sechs neuen Säle im Innern ermöglichen eine zusätzliche Öffnung des Blicks auf die Schönheit der Landschaft. Das Prunkstück der Anlage ist ohne Zweifel der neue Plenarsaal für 1800 Teilnehmer, dessen elegante, freischwebende Wabendecke aus Stahlbeton sich

Introduction

The Davos Convention Centre was built by famous architects in four separate stages. The first Convention Hall was designed by Ernst Gisel in 1969. After the first extension in 1979 it was developed into a Convention Centre in 1989. With the extension of 2009/10 by the Basel architect Heinrich Degelo the Convention Centre is now located opposite the spa gardens and the different parts of the building are directly connected by a prestigious foyer. A statically freely suspended, spectacular honeycomb ceiling covers the new plenary hall. The striking entrance portal was designed as the emblem for the world famous Davos Convention Centre.

Architectonic design

The biggest challenge in the 2008 competition to extend the Davos Convention Centre consisted in bringing together the existing labyrinths from three buildings and an indoor swimming pool.



Bestehendes Kongresshaus
1 Eingangsbereich
2 Alter Saal
3 Hallenbad

Erweiterung Kongresshaus
4 Haupteingang/Anlieferung
5 Plenarsaal (grosser Saal)
6 Grossraumbüro
7 Wandelhalle
8 Kleine Säle
9 Lichthöfe

Fig. 1
Schematische Situation (© Degelo Architekten).
Schematic Situation (© Degelo Architekten).

Fig. 2
Neuer Eingangsbereich des Kongresszentrums (a) und Wabendecke des Plenarsaals (b).
New entrance area of the Convention Centre (a) and honeycomb ceiling of the plenary hall (b).
© Ruedi Walti

This was done with the help of the new halls and those to be extended so that the complex forms a single building, which faces the spa gardens to the southwest. This could only be done by changing the rather chaotic inner situation into a coherent system that looks as if it had been planned like that from the start (Fig. 1).
By arranging the entrance at the southern end facing Talstrasse a large part of the total complex looked onto the existing spa garden (Fig. 2a), with a unique view from the entrance hall towards the mountains around Davos. The six new halls inside provide additional views of the beautiful countryside. The showpiece of the complex is without doubt the new plenary hall for 1800 participants. Its elegant, freely supported, honeycomb ceiling made of reinforced concrete is derived from a pentagonal shape (Fig. 2b). The model for intersecting hexagons, each dividing into four pentagons, is also known as "Cairo Pentagonal Tiling", which was used in antique mosaics.

General description of the work carried out

The existing Convention Hall was bordered on the south east side by the new building complex. In the area of the contact levels of the façade of the extension building some façade areas had to be demolished and replaced by new load bearing components. For the remainder only comparatively small adjustments were necessary. In the foyer area some walls were replaced by floor beams .
The extension building has a polygonal floor plan of approx. 4350 m^2 and contains a maximum of four storeys of different heights. In the area of the large halls with an area of about 1350 m^2 three storeys were combined to give a hall with a height of about 8.5 m. The rooms arranged adjacent to the large hall and the platform can be used for various purposes. In the lowest floor on the Talstrasse side there are the technical rooms, a side stage, a catering room and cloakrooms. The remaining long area between the swimming pool and Convention Hall was left unchanged by the building work. The space under the floor slab of the large hall is used for technical ducts. There is no conventional basement.
Above the new building there are six small rooms in the spa garden storey. The rooms are separated

von der fünfeckigen Grundrissform ableitet (Fig. 2b). Das Muster aus überkreuzten Sechsecken ist auch als «Cairo Pentagonal Tiling» bekannt, das bei den antiken Mosaiken angewendet wurde.

Allgemeine Beschreibung der Interventionen

Das bestehende Kongresshaus wurde südostseitig durch den neuen Baukörper umschlossen. Im Bereich der Berührungsebenen der Fassade zum Erweiterungsbau mussten einzelne Fassadenbereiche abgebrochen und durch neue tragende Bauteile ersetzt werden. Am Bestand waren ausserdem nur vergleichsweise geringe Anpassungen erforderlich. Im Bereich des Wandelhallenumbaus wurden einzelne Wände durch Unterzüge ersetzt.
Der Erweiterungsbau hat eine polygonale Grundrissfläche von ca. 4350 m^2 und enthält maximal vier unterschiedlich hohe Geschosse. Im Bereich des grossen Saals mit einer Fläche von ca. 1350 m^2 werden drei Geschosse zu einem

Bauherr
Landschaft Davos Gemeinde
Architekt
Degelo Architekten, Basel
Projektingenieur
Dr. Schwartz Consulting AG, Zug, in Zusammenarbeit mit DIAG Davoser Ingenieure AG, Davos
Bauausführung
Toneatti AG, Bilten

Fertigstellung
November 2010

Owner
Landschaft Davos Gemeinde
Architect
Degelo Architekten, Basel
Project Engineer
Dr. Schwartz Consulting AG, Zug, in conjunction with DIAG Davoser Ingenieure AG, Davos
Contractor
Toneatti AG, Bilten

Completion
November 2010

Fig. 3
Die Wabendecke im Bau.
The honeycomb ceiling during construction.

ca. 8,5 m hohen Raum zusammengefasst. Die neben dem grossen Saal und dem Podium angeordneten Räume weisen unterschiedliche Nutzungen auf. Im untersten Talstrassengeschoss sind es Technikräume, eine Seitenbühne, ein Cateringraum und Garderoben. Die restliche längliche Fläche zwischen Hallenbad und Kongresshaus wird unverändert von der Anlieferung belegt. Der Raum unter der Bodenplatte des grossen Saals wird für Technikkanäle genutzt. Ein herkömmliches Untergeschoss ist nicht vorhanden.
Über der Anlieferung befinden sich sechs kleine Säle im Kurparkgeschoss. Die Säle sind durch drei innenliegende Höfe unterteilt. Die kleinen Säle sind vom südlichen Haupteingang durch eine breite Wandelhalle erschlossen. Im Bereich der alten abzubrechenden Bühne greift die neue Wandelhalle in das bestehende Kongresshaus ein. Über dem grossen Saal befinden sich im Promenadengeschoss ein offenes Grossraumbüro sowie ein Technikraum. Die geneigt verlaufende Vordachkonstruktion besteht aus zwei Platten, die durch dazwischenliegende Rippen verbunden sind.
Generell gründet der gesamte Erweiterungsbau auf einer Tiefundation mit bewehrten Bohrpfählen aus Ortbeton mit einem Durchmesser von 90 bis 120 cm und Längen zwischen 7 und 9 m. Im Bereich der Erschliessung des grossen Saals auf der Nordseite wurde eine kombinierte Pfahl-Plattengründung ausgeführt.

by three internal courtyards. The small rooms are accessed from the southern entrance by a wide foyer. In the area of the old stage to be demolished, the new foyer is taking shape in the existing Convention Hall. Above the large hall there is a promenade floor with an open plan office and a technical room. The inclined canopy roof design consists of two slabs, which are connected by ribs that lie between them.
In general, the complete extension building is supported on a deep foundation incorporating reinforced piles made of cast-in-situ concrete with a diameter of 90 to 120 cm and lengths of between 7 and 9 m. In the area around the lift and stairs to the big hall, on

Besonderheiten des Tragwerks und konstruktive Lösungen

Die Tragstruktur ist in monolithisch verbundener Stahlbetonbauweise ausgebildet, wobei der Grossteil der Decken im Verbund vorgespannt wurde. Die neuen Gebäudeteile wurden zur Erzielung von Synergien betreffend Erdbebenwiderstand fugenlos mit jenen des Bestands verbunden.
Die Lastabtragung der Decke über dem grossen Plenarsaal erfolgt bei einer maximalen Spannweite von 45 m über eine räumliche Tragwirkung. Beteiligt an dieser Tragwirkung sind einerseits die als plattenbalkenartiger Rost wirkende Wabendecke selbst, sowie andererseits die Konsolwände in Kombination mit den Decken im Promenadengeschoss.
Die eigentliche Wabendeckenkonstruktion wurde auf einer horizontalen Schalungsebene in weissem Ortbeton C30/37 hergestellt (Fig. 3). Eine besondere Herausforderung stellte die Umlenkung der grossen Zugkräfte im unteren Bereich der zusammenlaufenden Stege dar. Gewählt wurde eine Lösung mit 40 mm starken Macalloy-Stäben, die schlaff eingelegt und jeweils an ihren Enden im Verbindungspunkt einen kräftigen Vollstahl-

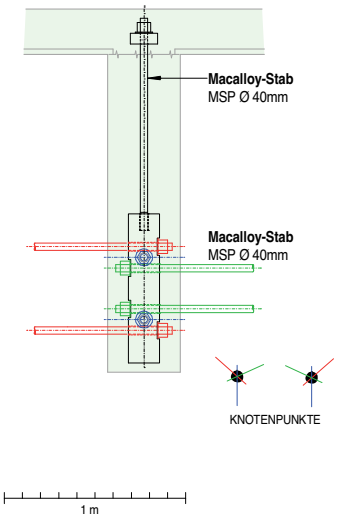


Fig. 4
Umlenkung der Zugkräfte im unteren Stegbereich: Foto und Detailskizze.
Deviating the tensile forces in the lower web area: photo and detailing.

the north side, a combined pile-raft foundation was used.

Features of the structure and design solutions

The structure consists of a monolithically connected reinforced concrete structure in which the majority of the floor slabs in the composite design are pre-stressed. The new parts of the building were connected without joints with those of the existing ones to achieve synergies regarding earthquake resistance.

The load transfer of the floor slab over the large plenary hall is achieved with a maximum span of 45 m exploiting a spatial structural system. Contributing to this support are firstly the honeycomb itself, acting as a slab-beam type of grid, and secondly the walls with corbels in combination with the floor slabs in the promenade floor.

The actual honeycomb construction was manufactured on a horizontal formwork in white cast-in-situ C30/37 concrete (Fig. 3). A particular challenge was the deviation of the large tensile forces in the lower area of the converging webs. The solution chosen involved 40 mm thick Macalloy rods, which are loosely laid and, at their ends at the connection point, pass through a strong solid steel mandrel to which they are anchored with nuts (Fig. 4). Full-scale tests on the joint were carried out in order to demonstrate the ductile behaviour of the tensile system. The slab above the honeycomb ribs was produced by means of lost formwork made of reinforced concrete elements, which had previously been fitted with lamp openings and further technical installation elements.

The flat slab above the promenade storey carries the vertical loads acting on the honeycomb ceiling. In addition to the bending effects of the honeycomb ceiling a further 3D system is activated in the open plan office of the promenade storey (Fig. 5). The lower edges of the three corbel walls made of C30/37 concrete in the hall plan form cantilevering linear supports, on which the honeycomb ceiling is also suspended. The horizontal support forces of this corbel walls are transmitted to the roof slab. The resulting membrane forces converge in the slabs due to the quasi axisymmetric arrangement of the corbel walls in a force triangle in the ground plan. The membrane tensile forces are completely absorbed by means of prestressed members, the majority of which follow the resulting force triangle between the corbel walls and are anchored in the area behind them (Fig. 6). Both strand systems that can take tension forces of up to 3500 kN and wire systems that can take tension forces of up to 3700kN were used as tendon cables. The corbel walls are also prestressed with diagonally running tedons that produce favourable deviation forces in the serviceability state (Fig. 7). Additional central prestressing is arranged in the slab over the promenade storey, in order to control or deviate the membrane compressive forces.

The big canopy roof in the entrance area is designed as a 3D structural system, consisting of a lower and an upper reinforced concrete slab as well as the intermediate connecting webs. To ensure that the building met the physical requirements regarding thermal insulation, most of the canopy webs were made of thermally insulating lightweight concrete LC12/13.

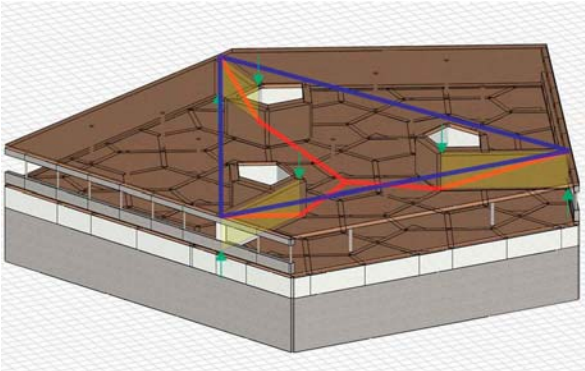


Fig. 5
Zusätzliches, räumliches Tragsystem aus Konsolwänden und Wabendecke.
Additional 3D structural system of corbel walls and honeycomb ceiling.

dorn durchdringen, an dem sie mit Muttern verankert sind (Fig. 4). Um das duktile Verhalten des Zugsystems nachzuweisen, wurden 1:1-Versuche der Verbindung durchgeführt. Die Platte oberhalb der Wabenrippen wurde mit verlorenen Schalungselementen aus Stahlbeton hergestellt, die vorgängig mit den Lampenöffnungen und weiteren technischen Installationselementen versehen wurden.

Die Flachdecke oberhalb des Promenadengeschosses trägt die Vertikallasten auf die Wabendecke ab. Zusätzlich zur Biegetragwirkung der Wabendecke wird ein weiteres räumliches Tragsystem im Grossraumbüro des Promenadengeschosses aktiviert (Fig. 5). Die Unterkanten der drei konsolartigen Wände aus Beton C30/37 bilden in den Saalgrundriss auskragende linienförmige Auflager, an denen die Wabendecke zusätzlich aufgehängt ist. Die horizontalen Auflagerkräfte dieser Konsolwände werden in die Decken eingeleitet. Die resultierenden Membrankräfte schliessen sich dabei in den Decken infolge der quasi-axialsymmetrischen Anordnung der Konsolwände in einem Kräftedreieck im Grundriss kurz. Die Membranzugkräfte werden vollständig mit Vorspanngliedern aufgenommen, die mehrheitlich dem entstehenden Kräftedreieck zwischen den Konsolwänden folgen und im Bereich hinter den Konsolwänden verankert sind

(Fig. 6). Als Spannkabel kamen sowohl Litzensysteme mit Spannkräften bis zu 3500 kN als auch Drahtsysteme mit Spannkräften bis zu 3700 kN zum Einsatz. Die Konsolwände sind ihrerseits ebenfalls mit diagonal verlaufenden Spanngliedern vorgespannt, die für das Verhalten im Gebrauchszustand günstig wirkende Umlenkkräfte erzeugen (Fig. 7). In der Decke über dem Promenadengeschoss ist eine zusätzliche zentrische Vorspannung angeordnet, um die Membrandruckkräfte kontrolliert zu führen bzw. umzulenken.

Concluding remarks

The requirements placed on the design, the planning and the development for the extension of the Davos Convention Centre were considerably higher than for a conventional building and reached the level of bridge construction. The excellent cooperation of all parties concerned in the project – owner, architect, consulting engineer, other technical planners, building site manager, contractor, concrete supplier and post-tensioning company – enabled the building to be successfully completed.

Das grosse Vordach im Eingangsbereich ist als räumliches Tragwerk ausgebildet, bestehend aus einer unteren und einer oberen Stahlbetonplatte sowie den dazwischenliegenden verbindenden Stegen. Zur Gewährleistung der bauphysikalischen Ansprüche betreffend Wärmedämmung wurden die an den Innenbereich angrenzenden Vordachstege weitgehend in Wärmedämm-Leichtbeton LC 12/13 ausgeführt.

Schlussbemerkungen

Die Anforderungen an den Entwurf, die Projektierung und die konstruktive Ausbildung waren beim Erweiterungsbau des Kongresszentrums Davos wesentlich höher als bei einem konventionellen Hochbau und erreichten das Niveau eines Brückenbauwerks. Die hervorragende Zusammenarbeit aller am Projekt Beteiligter – Bauherr, Architekt, Bauingenieur, weitere Fachplaner, Bauleiter, Unternehmer, Betonlieferant und Spannfirma – ermöglichten die erfolgreiche Realisierung des Bauwerks.

Autor/Author

Joseph Schwartz
Prof. Dr. sc. techn., dipl. Bauing. ETH
Dr. Schwartz Consulting AG
CH-6300 Zug
jschwartz@drsc.ch

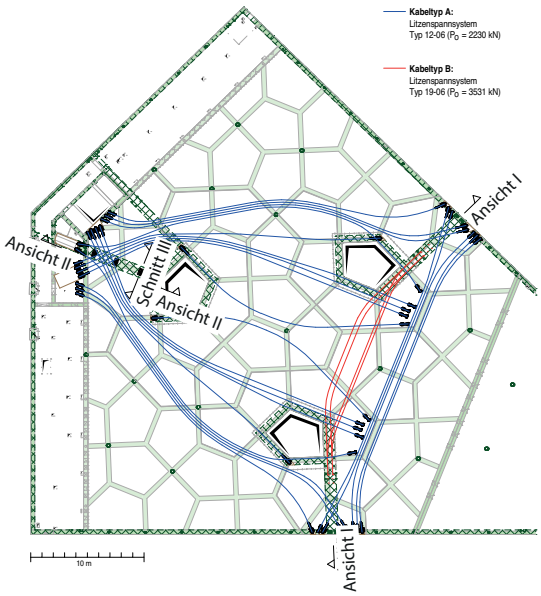


Fig. 6
Vorspannung zur Aufnahme der Membranzugkräfte.
Prestressing to withstand the membrane tensile forces.

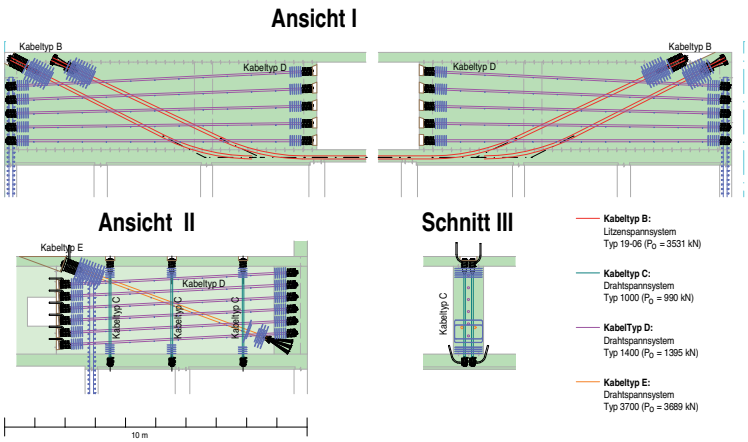


Fig. 7
Anordnung der Vorspannung in den Konsolwänden.
Arrangement of the prestressing system in the corbel walls.

Schulhaus Grono – Kraft und Form
Grono School – Force and Form

Patrick Gartmann

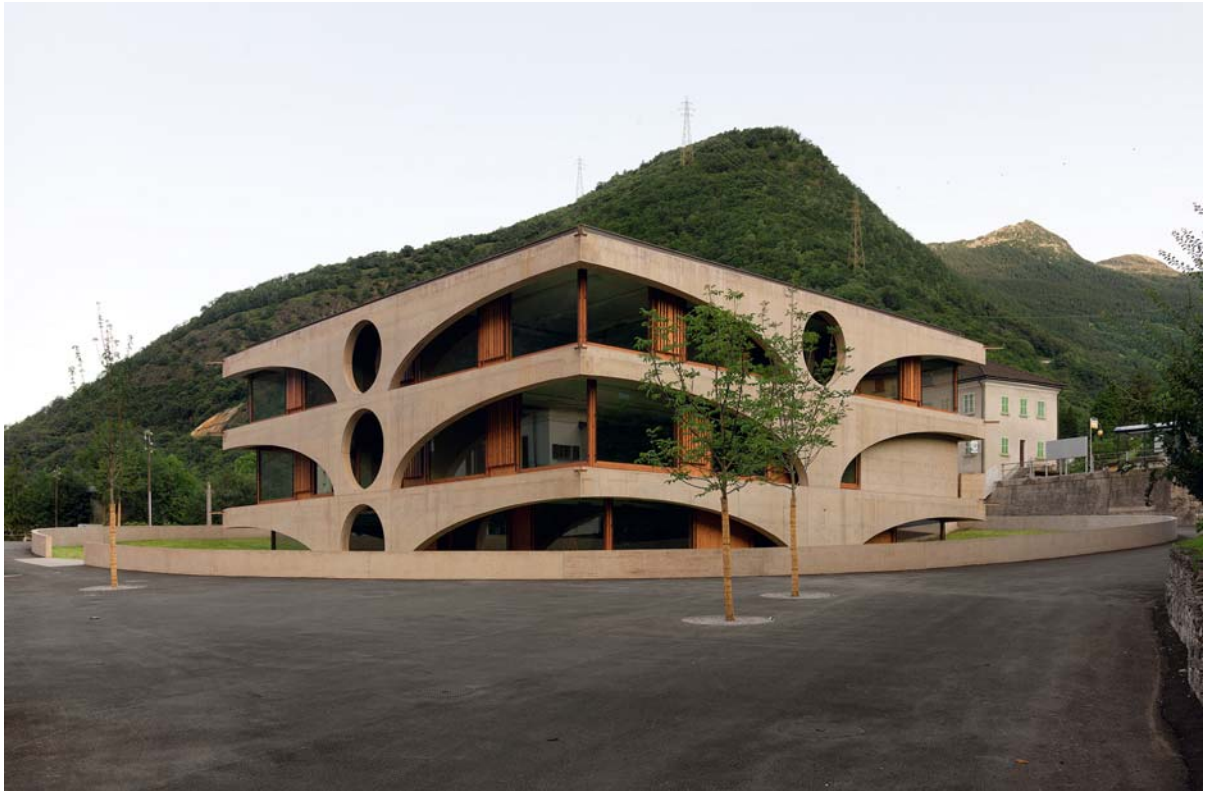


Fig. 1
Ansicht des fertiggestellten Schulhauses Grono aus Osten (© Miguel Verme).
View of the finished school at Grono from the east (© Miguel Verme).

Einleitung

In der Gemeinde Grono haben ein Architekt und ein Ingenieur gemeinsam ein Schulhaus realisiert, das durch ein aussergewöhnliches Tragwerkskonzept seinen prägnanten architektonischen Ausdruck erhält. Das Bauwerk wurde mit dem «Architektur- und Ingenieurpreis erdbebensicheres Bauen 2012» der Schweiz ausgezeichnet.

Situation

Das Dorf Grono liegt südlich des San Bernardino im Misox, einem italienischsprachigen Teil des Kantons Graubünden. Das neue Schulhaus liegt unterhalb der Hauptstrasse. Das einfach gegliederte Volumen, quadratisch im Grundriss und allseitig orientiert, ist von einer kreisrunden Mauer umgeben. Die Hanglage wird genutzt, um Schule und Kindergarten eigene Zugänge und Aussenräume zu ermöglichen: Jeweils durch eine mittige, kreisrunde Öffnung der aussenliegenden Gebäudestruktur betritt man auf der Hangseite über eine Brücke das Schulhaus und auf der Talseite den ein Geschoss tieferliegenden Kindergarten mit Hort. Im mittleren Stockwerk – dem Eingangsgeschoss des Schulhauses – befinden sich Bibliothek, Saal und Lehrerzimmer, darüber liegen die Klassenzimmer. Im Untergeschoss befinden sich Werk- und Technikräume.

Introduction

In the municipality of Grono an architect and an engineer have collaborated to build a school with an unusual supporting framework of striking architectural appearance. The structure was honoured with the Architecture and Engineer prize for earthquake-resistant buildings in Switzerland 2012.

Situation

The village of Grono lies to the south of San Bernardino in the region of Misox, an Italian speaking part of the Grisons. The new school building is located below the main street. The subdivision of the building's volume is simple; its outline is a square facing all directions, surrounded by a circular wall. The slope of the location

Zusammenarbeit Ingenieur und Architekt

Das Ziel der intensiven Zusammenarbeit zwischen Ingenieur und

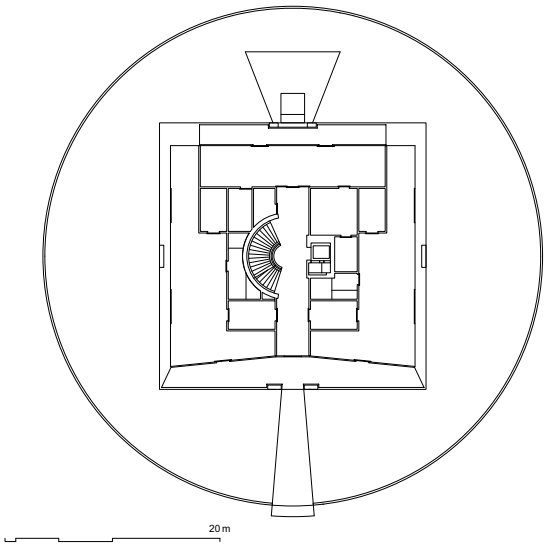


Fig. 2
Situation und Erdgeschoss (© Raphael Zuber).
Situation and ground floor plan (© Raphael Zuber).

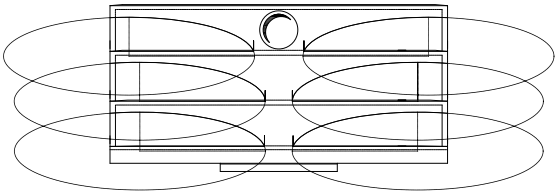


Fig. 3
Die tragende Fassadenstruktur ergibt sich aus dem Einschreiben von Ellipsen in die Wandscheiben.
The load-bearing façade structure is achieved by the production of ellipses in the wall elements.

has been used to give both the school and the kindergarten their separate entrances and outside spaces. Each entrance consists of a central, circular opening in the exterior structure of the building. While the school can be accessed on the sloping side across a bridge, the entrance to the kindergarden and nursery is located one floor below on the valley side. The middle floor of the building – where the school's entrance is located – features a library, a hall and a staffroom. The classrooms are located on the top floor. The basement contains workshops and building services.

Cooperation between engineer and architect

The objective of the close cooperation between engineer and architect was the creation of both efficient and aesthetically attractive structures. Flexibility in use, the equivalence of kindergarten and school, as well as economic aspects were given priority already at the competition design stage of the project. The engineer and the architect co-developed the building with its curved cantilevering walls, which can also be seen as arched openings straddling the corners. The shape of the façade reflects the consistent rea-

Architekt sind effiziente und zugleich formal ansprechende Strukturen. Die Flexibilität, die Gleichwertigkeit von Kindergarten und Schule sowie die Ökonomie standen bei diesem Bauwerk bereits beim Wettbewerbsentwurf im Vordergrund. Ingenieur und Architekt entwickelten gemeinsam das Bauwerk mit den geschwungenen Kragarmscheiben, die auch als übereck geführte Bogenöffnungen gelesen werden können. Die Fassade ist die konsequente formale Umsetzung eines in sich stimmigen Tragwerks. Dieser Struktur aus eingefärbtem Ortbeton sind alle anderen Elemente untergeordnet. Die Zwischenwände aus geschlämmtem Backstein, die Verglasungen und die Haustechnik folgen dabei pragmatisch den gegebenen Bedingungen. Der Ingenieur reagiert hier nicht nur auf den Architektenentwurf, sondern beeinflusst und prägt ihn, um sowohl formal wie statisch seinen Ausdruck zu schärfen. Dies ergibt einen Bau mit hoher visueller Präsenz, der die architektonischen wie ingenieurmässigen Kriterien miteinander verbindet und zeigt, wie sich die beiden Disziplinen gegenseitig bedingen. Ein starker Rohbau, der sich immer wieder seinen Nutzern anpassen

lisation of a harmonious load-bearing structure. All other elements are subordinate to this structure, which is made of coloured cast-in-situ concrete. The intermediate walls, which are made of white-washed brick, as well as the glazing and the building services follow the given conditions pragmatically. Here, the engineer not only reacts to the architectural design, but he influences and shapes it in order to sharpen its appearance both aesthetically and statically. The resulting structure has a strong visual presence that combines architectural and engineering-related criteria and demonstrates how the two disciplines are mutually dependent. The strong shell can be repeatedly adapted to meet the requirements of its users and is able to accommodate different fashion trends and preferences for the internal layout while remaining open to changes in the building's purpose.

Design of the load-bearing structure

Material

The complete load-bearing structure of the building uses concrete with a fire resistance of R 60. Concrete is extremely varied in its appearance, and if it is employed

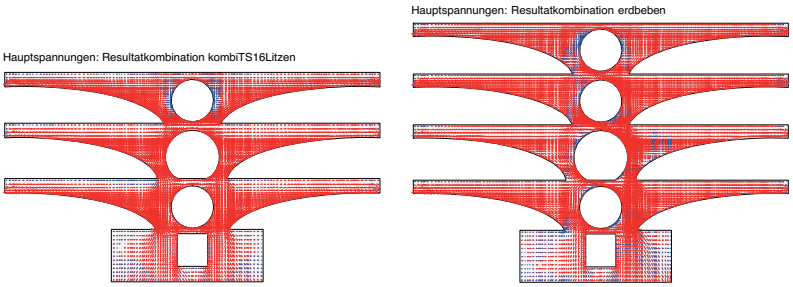


Fig. 4
Auftretende Hauptspannungen in den Fassaden.
Principal stresses in the façades.

Bauherrschaft/Client
Comune politico di Grono
Architekt/Architect
Raphael Zuber, Chur
Bauingenieur/Civil engineer
Conzett Bronzini Gartmann AG, Chur
Baumeister/Contractor
Casada SA, Malvaglia

Preis/Prize
Architektur- und Ingenieurpreis erdbebensicheres Bauen 2012/ Architect and Engineer prize for earthquake-resistant buildings 2012

kann, verschiedene Modeströmungen und Vorlieben des Innenausbaus überlebt und auch spätere Umnutzungen zulässt.

Konzept des Tragwerks

Material

Die gesamte Tragkonstruktion des Bauwerks wird in Beton mit einem Brandwiderstand von R 60 erstellt. Beton ist in seiner Erscheinung äusserst vielfältig und kann über den differenzierten Einsatz die architektonisch-räumliche und die strukturell-konstruktive Bedeutung des einzelnen Gebäudeteils unterstützen. Beton wird als tragendes und raumbildendes Material eingesetzt. Mit Farbpigmenten lässt sich der Beton zudem auf einfache Weise einfärben. Der Betonmischung wurden 3,0% gelbe und 0,6% schwarze Eisenoxidpigmente in Pulverform zugemengt, um den gewünschten Farbton der Umgebung zu erhalten.

Struktur

Die kompakte und quadratische Grundform von 25 x 25 m ist ideal für den Tragwerksentwurf dieses viergeschossigen Bauwerks, das für eine spätere Aufstockung mit einem fünften Geschoss konzipiert wurde. Vertikale Bewehrungsanschlüsse mit Kupplungen wurden dafür bereits eingebaut. Die Tragstruktur besteht aus einem Erschliessungskern, einer halbkreisförmigen Treppenwand sowie vier tragenden, vorgespannten Fassaden. Die vertikalen Lasten werden direkt über den Erschliessungskern, die Treppenwand sowie über die Fassaden in

consciously, it can highlight the architectural space and the structural significance of the individual parts of the building. At Grono School, concrete is used both as load-bearing and space-shaping material. Moreover, by adding coloured pigments, concrete can be dyed quite easily. In the case of Grono school, 3.0% of yellow and 0.6% of black iron oxide pigments in powder form was added to the concrete mixture in order to adjust it to the colour of the surrounding area.

Structure

The compact, square outline of the building measures 25 by 25 metres. It ideally supports the fra-

das Fundament geleitet. Die Kräfte der Fassade laufen zentrisch auf jeder Seite zusammen und werden somit an nur vier Stellen abgeführt. Dies ermöglicht stützenlose Stockwerke, die je nach Bedürfnis frei eingeteilt werden können, und spielt die Ecken der Geschosse frei. Die Fassaden sind damit so angeordnet, dass Verkürzungen der Decken aus Schwinden, Temperaturänderung und Vorspannung (elastisch und Kriechen) nicht zu erheblichen Zwangsbeanspruchungen der Decken führen. Diese werden als schlaff bewehrte Flachdecken in einer Stärke von 36 cm ausgeführt. Die Spannweiten betragen maximal 11 m. Vom Erdgeschoss

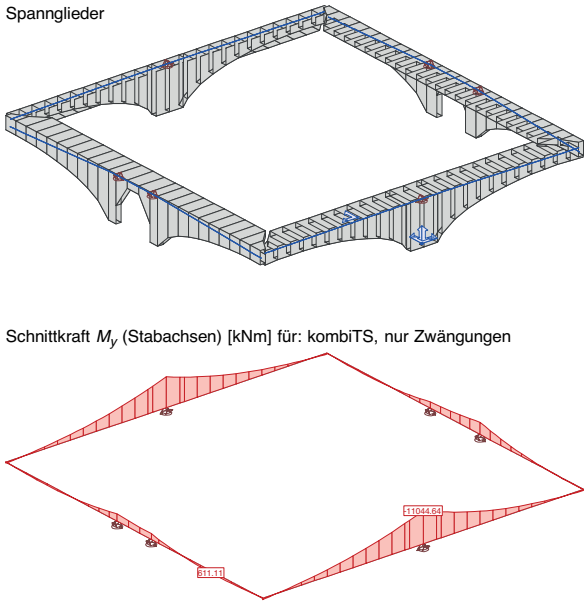


Fig. 5
Statisches Modell eines aus acht Kragarmen gebildeten Stockwerks.
Statical model (showing section forces) of storey formed of eight cantilever elements.

mework design of the four-storey structure, which has been designed so a fifth storey can be added at a later point. The necessary vertical reinforcement connections with the corresponding couplings have already been installed. The load-bearing structure itself consists of a central access core, made up of a semi-circular staircase wall and four load-bearing, prestressed façades. Vertical loads are transmitted into the foundations directly via the core, the staircase wall and the façades. The forces on the façade converge towards the centre on each side of the building and are thus transmitted in only four places. As a result, none of the floors requires any columns and can thus be organised freely according to the users' specific needs. At the same time, the corners of each storey are freed of any structural elements. This arrangement of the façades ensures that contractions of the floor slabs due to shrinkage, temperature changes and pre-stressing (elastic and creep) do not lead to significant stresses in the floor slabs. The floor slabs are constructed as reinforced flat slabs with a thickness of 36 cm and a maximum span of 11 m. All floor areas from the ground floor up to the 2nd floor can be subdivided with any number of non-load-bearing walls.

bis zum 2. Obergeschoss können die Räume mit beliebigen, nichttragenden Wänden aufgeteilt werden.
Mit tragenden Stockwerkrahmen als Fassaden lassen sich die drei Zielsetzungen an die Stabilität, die Torsionsverdrehung und die Zwängungen lösen. Die breiter aufsitzenden Fassaden (mit den kreisförmigen Aussparungen) übernehmen dank ihres grossen horizontalen Widerstands die Aussteifung gegen horizontale Einwirkungen, wie Wind und Erdbeben, in x-Richtung. In y-Richtung übernehmen dies die Treppenwand und der Erschliessungskern. Diese Anordnung erfüllt die folgenden Anforderungen:

- Für die Stabilität müssen mindestens drei vertikale Scheiben vorhanden sein.
- Zur Vermeidung grosser Torsionsbeanspruchung aus Wind (Windkraftzentrum) und Erdbeben (Massenzentrum) ist die quadratische Grundrissform ideal. Die Lage und Querschnitte der Stockwerkrahmen, des Treppenwandsegments und des Liftkerns generieren das Steifigkeitszentrum (Schubmittelpunkt und Drehzentrum). Für eine minimale Beanspruchung der Rahmen und eine geringe Gebäudetorsion liegen Windkraft-, Massen- und Steifigkeitszentrum nahe beisam-

Fig. 6
Bauaufnahme: Einige Wände des Erdgeschosses sind geschalt und bewehrt.
Picture of building: Some walls of the ground floor show the formwork and the reinforcement.

Thanks to the use of load-bearing multi-storey frames as façades, the building's structural stability, torsional stresses and secondary bending moments are well under control: The wide-based façades with their circular cut-outs provide significant horizontal resistance in x-direction and thus stiffen the structure against horizontal effects such as wind and earthquakes. Any effects in y-direction are absorbed by the staircase wall and the central access core. This arrangement meets the following requirements:

- It ensures the stability of the structure by employing at least three vertical wall elements.
- To avoid large torsional stresses due to wind (wind force centre) and earthquakes (mass centre), a square outline is ideal. The position and cross sections of the multi-storey frames, the staircase segments and the elevator core form the structure's stiffness centre (shear centre and centre of rotation). The centres of wind force, mass and stiffness lie close together and thus ensure minimum loading of the frames and low building torsion. The actual eccentricity in the x-direction is e_x = 0.17 m and in the y-direction e_y = 2.22 m.

The structure was calculated as non-ductile with q = 2.0. The façades taper elliptically to the outside into cantilevers and thus reproduce the static forces of the concrete. The large vertical normal force (N_k = −6600 kN) from permanent loads has a very positive effect on the reinforcement content of the façade at the level of embedment of the basement (M_y = −9300 kNm). Due to the prestressing of the symmetrical cantilevers with 16 strands of 150 mm^2 cross sectional area (P_0 = 3125 kN) each, the complete façade cross section is overcompressed. The design of the structure in the front elevation thus corresponds to the stresses.

Design details

The moveable and fixed anchorages for the prestressing require space. Therefore, the 40 cm

Fig. 7
Blick ins zentral angeordnete, halbkreisförmige Treppenhaus (© Miguel Verme).
View of the centrally arranged semi-circular staircase (© Miguel Verme).

men. Die tatsächlichen Exzentrizitäten betragen in x-Richtung e_x = 0,17 m und in y-Richtung e_y = 2,22 m.

Das Bauwerk wurde als nicht duktil mit q = 2,0 gerechnet. Die Fassaden verjüngen sich ellipsenförmig gegen aussen zu Kragarmen und zeichnen dadurch die statischen Kräfte des Betonbaus nach. Die grosse vertikale Normalkraft (N_k = −6600 kN) aus ständigen Lasten wirkt sich beim Einbindehorizont über dem Untergeschoss (M_y = −9300 kNm) sehr positiv auf den Bewehrungsgehalt der Fassade aus. Durch die Vorspannung der symmetrischen Auskragungen mit 16 Litzen à 150 mm^2 Querschnittfläche (P_0 = 3125 kN) wird der gesamte Fassadenquerschnitt überdrückt. Die Gestaltung der Konstruktion im Aufriss entspricht somit den Beanspruchungen.

Konstruktive Einzelheiten

Die beweglichen und festen Verankerungen der Vorspannung

strong façade was linearly widened in ground plan and in each of the corners over a length of 4.90 m from 40 cm to 90 cm on the inside. In elevation, the ideal shape of the cubic parabola was replaced by nearly congruent ellipses. The necessary additional height for the anchoring is produced by displacing the vertex of the ellipse from the corner by almost 2.20 m towards the centre.

The shape and geometry of the ellipse remains the same for all storeys, although the heights of the storeys vary. The effect can be seen on each of the façade feet. From the design point of view, the curved cantilevered walls can be imagined as curves that extend around the corners at right angles. The classical keystone or centre key known from traditional arch designs is replaced by the two prestressing cables crossing at right angles, reproducing the same static effect within the concrete.

benötigen Platz. Die 40 cm starke Fassade wurde im Grundriss jeweils in den Ecken auf einer Länge von 4,90 m linear von 40 cm auf 90 cm nach innen verbreitert. In der Ansicht wurde die ideale Form der kubischen Parabel durch Ellipsen ersetzt, die annähernd deckungsgleich sind. Durch das Verschieben des Scheitelpunkts der Ellipse vom Eck um knapp 2,20 m zum Zentrum entstand nun die benötigte Mehrhöhe für die Verankerungen.

Die Form und Geometrie der Ellipse bleibt für alle Geschosse immer dieselbe, obwohl die Geschosshöhen unterschiedlich sind. Die Auswirkung lässt sich am jeweiligen Fassadenfuss erkennen.

Konstruktiv kann man sich die geschwungenen Kragscheiben auch als um 90° übereck geführte Bogen vorstellen. Der klassische Schluss- oder Scheitelstein bei Bogenkonstruktionen wird durch die beiden übereck gekreuzten Vorspannkabel ersetzt. Die stati-

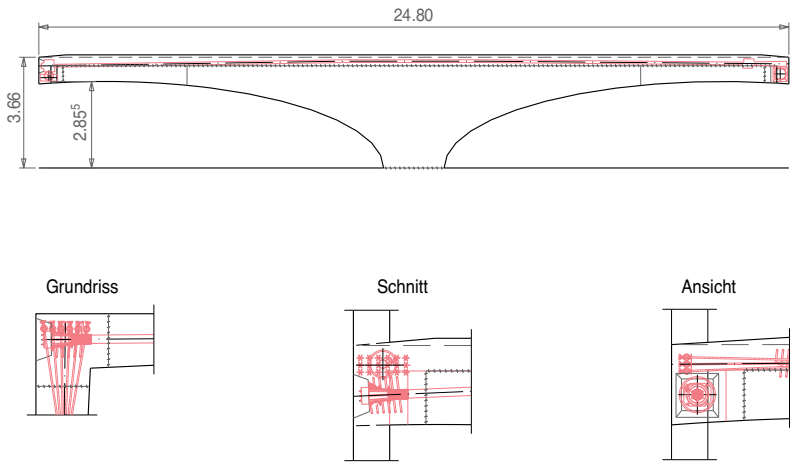


Fig. 8
Längsschnitt durch einen Fassadenbogen mit Vorspannung sowie Detail der Verschränkung der Vorspannung in der Fassadenecke.
Longitudinal section through a curved façade element with prestressing as well as a detail of the crossing of the prestressing cable in the corner of the façades.

Another special feature of the structure can be found in the floor slabs which are running from the inside to the outside. The monolithic connection of façades and floor slabs makes sense from a design point of view and does not require any cantilever plate joints. To still meet the requirements as far as building physics are concerned, an edge insulation of 1.20 m width on the soffit and full surface insulation under the supporting floor are used.

Construction work

The accurate construction of Grono school in fair-faced concrete represented a task which required close cooperation between the design and execution teams. Psychological aspects in relation to the contractors must not be neglected, for it is they who convert the ideas of the designers into an actual building. It is obvious that motivated teams who specialise in fair-faced concrete deliver better and more accurate work and thus rediscover their professional pride. Also, experience shows that the best results in a construction team are achieved if each participant accepts responsibility for the technically correct implementation of his part.

sche Wirkung im Beton ist dieselbe.
Eine andere Besonderheit sind die von innen nach aussen durchlaufenden Geschossdecken. Die monolithische Verbindung von Fassaden und Deckenplatten ist konstruktiv sinnvoll, benötigt keine Kragplattenverbindungen und lässt sich bauphysikalisch mit Randdämmungen von 1,20 m Breite an der Untersicht und vollflächigen Dämmungen unter dem Unterlagsboden lösen.

Bauausführung

Die präzise Herstellung dieses Schulhauses in Sichtbetonqualität stellte eine Aufgabe dar, die in intensiver Zusammenarbeit von Planern und Ausführenden zu lösen war. Die psychologischen Aspekte in Bezug auf die Ausführenden dürfen nicht vernachlässigt werden, denn sie sind es, die die Ideen der Planenden umsetzen. Es ist naheliegend, dass motivierte «Sichtbeton-Bauteams» bessere und präzisere Arbeit liefern und so ihren Berufsstolz wieder entdecken. Die besten Bauteamerfahrungen werden zudem erreicht, wenn jeder Ausführende die Verantwortung für die fachgerechte Umsetzung selber übernimmt.

Autor/Author
Patrick Gartmann
dipl. Bauing. FH SIA und
dipl. Arch. FH SIA
Conzett Bronzini Gartmann AG
CH-7000 Chur
p.gartmann@cbg-ing.ch

Canopée en béton armé à la «Maison de l'Écriture» à Montricher
Concrete Canopy of "Maison de l'Ecriture" in Montricher

Aurelio Muttoni, Miguel Fernández Ruiz

Introduction

Cet article présente une canopée en béton armé bâtie à la maison de l'Écriture à Montricher. Cette canopée est appuyée sur des colonnes préfabriquées en béton armé centrifugé avec des hauteurs allant jusqu'à 18 mètres. La forme de la canopée a été déterminée sur la base du champ de cisaillement d'un plancher dalle avec la même trame de colonnes. Les principes utilisés pour la conception et le dimensionnement de la canopée sont expliqués dans cet article, de même que les aspects principaux concernant les technologies utilisées pour sa construction.

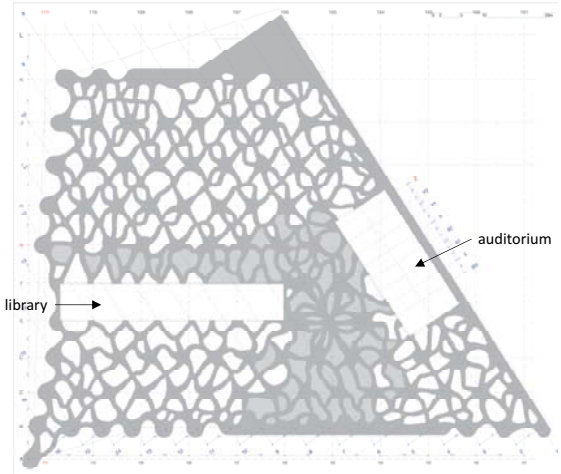


Fig. 1
Vue de la canopée de la Maison de l'Écriture
Top view of the canopy of the MdE.

La Maison de l'Écriture et sa canopée

La Maison de l'Écriture (MdE) est un centre dédié à la promotion de la littérature. Le projet est composé de deux bâtiments (une bibliothèque et un auditoire) de même que de plusieurs cabanes suspendues (actuellement en construction). La canopée de la MdE est l'un de ses symboles. Elle occupe environ 4500 m^2 et a une épaisseur de 400 mm. Elle s'appuie sur des colonnes très élancées en béton centrifugé avec des hauteurs variant entre 9 et 18 mètres. La canopée connecte les différentes parties de la MdE (Fig. 1) et offre aux cabanes suspendues des points pour leur accrochage (Fig. 2).

Introduction

An innovative concrete canopy has been designed and constructed for the Maison de l'Ecriture in Montricher. This canopy is supported by slender prefabricated columns up to 18 metres high and was designed according to the shear field of an ideal flat slab. In this paper, the principles used for the shear field design are presented as well as the main aspects concerning the various technologies used for its construction.

Conception de la canopée

Dans la forêt, une canopée n'est ni un ensemble de brins, ni une masse continue. De la même façon, la canopée de la Maison de l'Écriture n'est ni une grille de poutres, ni une dalle plate, mais

Fig. 2
Photos de la canopée avec ses colonnes préfabriquées.
Photos of the canopy of the MdE with its slender precast columns.

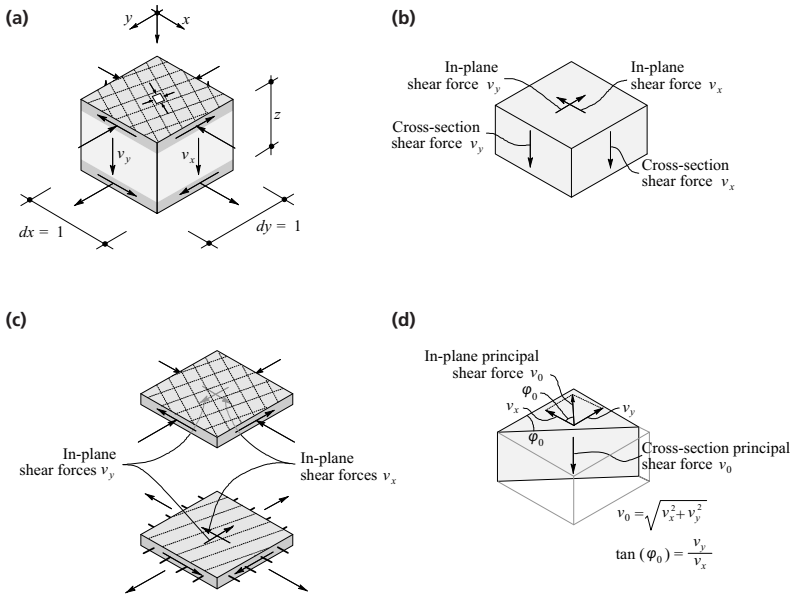


Fig. 3
Concept de champ de cisaillement et modèle sandwich: a) vue d'un élément; b) forces agissant dans le noyau; c) forces agissant dans les panneaux; et d) direction et intensité de l'effort tranchant principal.
The concept of shear field. Sandwich model of a reinforced concrete slab element: a) general view of the element; b) forces acting on the core; c) forces acting on the panels; and d) magnitude and direction of the principal shear force.

The "Maison de l'Ecriture" and its canopy

The "Maison de l'Ecriture" (MdE) is a centre dedicated to literature, with the aim to preserve and to promote it. It consists of two buildings (a library and an auditorium), and a number of suspended residences (currently under construction). The canopy of the MdE is one of its symbols. This 400 mm thick structure covering 4,500 m^2 is supported on slender centrifuged concrete columns with heights varying between 9 and 18 m. It links the different parts of the MdE (Fig. 1), and offers the anchorage points for suspending the residences (Fig. 2).

Conceptual design

In a forest, a canopy is not an assembly of branches, neither a continuum mass. In the same manner, the canopy of the MdE is neither a flat slab nor an assembly of beams. Its shape expresses the theoretical location and shape where the shear forces are transmitted inside a slab towards the supports (its shear field). Thus the regions near the columns

quelque chose d'intermédiaire. Sa forme transcrit la position idéale des membrures qui devraient être noyées à l'intérieur d'une dalle continue pour transmettre des charges gravitaires sur les colonnes et les murs qui la supportent. La position théorique des « brins » de cette forme complexe a été déduite à partir d'un calcul numérique, selon un modèle élastique linéaire des champs de cisaillement: le béton marque l'espace qui définit les directions principales de l'effort tranchant d'une dalle qui couvrirait l'ensemble de la Maison de l'Écriture.

Le concept du champ de cisaillement d'une dalle

Le champ de cisaillement est un champ vectoriel qui représente la direction (φ_0) et l'intensité (v_0) de la direction principal de l'effort tranchant unitaire d'une dalle. Pour des dalles en béton armé, un modèle sandwich est particulièrement adapté afin d'expliquer la signification physique de ces paramètres. Il considère la dalle divisée en trois régions (Fig. 3a): un noyau transmettant l'effort

(where shear forces are larger) become continuous. However, at a certain distance from the columns the shear forces are moderate, resulting into linear members.

The concept of the shear field of a slab

The shear field is a vector field representing the direction (φ_0) and magnitude (v_0) of the principal shear force per unit length in a slab. With respect to reinforced concrete slabs, a sandwich model is particularly useful to explain the physical meaning of such parameters. It considers a slab divided into three regions (Fig. 3a): a core carrying shear forces (Fig. 3b) and two outer panels (Fig. 3c) carrying in-plane shear and normal forces (thus equilibrating internal bending and torsional moments). With respect to the core, the shear forces per unit length acting in the cross-section (v_x and v_y) are in equilibrium with the in-plane shear forces developed in the upper and in the lower faces of the core, see Figure 3b. Such in-plane shear forces are in

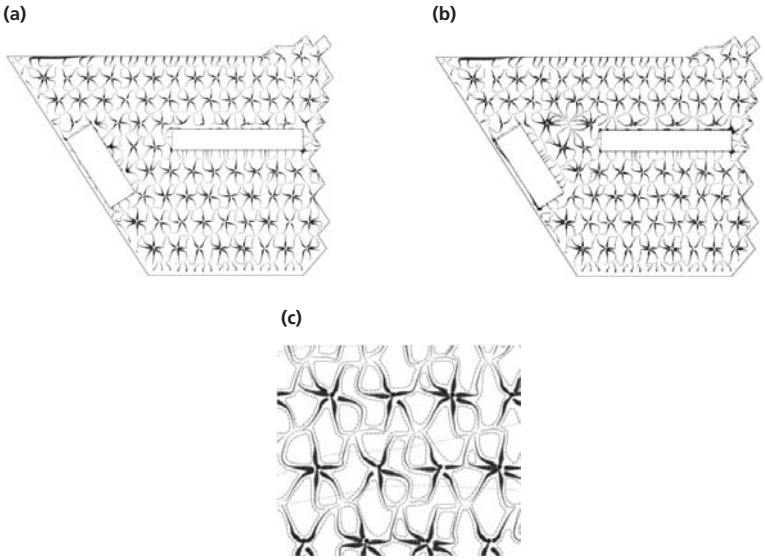


Fig. 4
Analyse du champ de cisaillement de la canopée: a) trame regulière; b) trame sans colonne entre la bibliothèque et l'auditoire; et c) détermination de la géométrie à partir du champ de cisaillement.
Shear field analysis of the canopy: a) regular column spacing; b) one column eliminated between library and auditorium; and c) obtaining the canopy geometry.

tranchant et deux panneaux extérieurs (Fig. 3c), qui équilibrent la torsion et les moments de flexion. Au sein du noyau, les deux composantes de l'effort tranchant unitaire (v_x et v_y) sont en équilibre avec les efforts rasants développés dans les panneaux supérieur et inférieur (Fig. 3b).
Les composantes unitaires de l'effort tranchant (v_x et v_y) sont ainsi les composantes de l'effort tranchant unitaire agissant, qui peut également être défini par son intensité (v_0) et sa direction (φ_0), voir Figure 3d. Une manière graphique compacte de l'exprimer consiste à dessiner l'enveloppe des directions principales d'effort tranchant avec une épaisseur du trait proportionnelle à son intensité. Un tel dessin s'avère très pratique afin de comprendre le comportement statique de la structure.

Recherche de la forme pour la canopée de la MdE

Afin de trouver la forme de la canopée de la MdE, le champ de cisaillement d'une dalle plate appuyée sur la même trame de colonnes et des bâtiments était calculé. Cette analyse a permis d'adapter la forme de la canopée aux conditions de bord réels et de raffiner sa forme pour l'adapter aux besoins de l'architecture.
Après plusieurs essais, la forme de la Figure 4 était retenue comme satisfaisante des points de vue de l'architecture et du comportement statique. Une colonne entre la bibliothèque et l'auditoire était finalement enlevée afin d'améliorer la qualité de l'espace dans cette zone. Comme la Figure 4b le montre, la géométrie du champ de cisaillement était alors adaptée à cette circonstance. Une fois

turn in equilibrium with the force-increments acting in the panels as shown in Figure 3c. The in-plane shear forces (v_x and v_y) are two vectors whose resultant is the principal shear force, defined by its magnitude (v_0) and by its in-plane direction (φ_0), see Figure 3d.
It can be noted that the in-plane principal shear force is in equilibrium with the cross-section principal shear force in the core of the sandwich, which has the same magnitude (v_0) and develops in a plane perpendicular to the direction φ_0 (Fig. 3c,d). The shear field can be represented by a set of lines with direction φ_0 at each point and whose thickness is proportional to its magnitude (v_0). Such plots help understanding the shear forces developing in a slab and thus how the forces are transmitted to the supports of the slab.

Form-finding in the canopy of the MdE

In order to determine the shape of the canopy of the MdE the shear field of a flat slab support-

Equipe/Team

Client/Owner
Fondation Jan Michalski, Montricher
Entreprise totale/Total contractor
Losinger-Marazzi SA, Bussigny
Architecture
Mangeat Wahlen, architects associés, Nyon
Conception de la structure et ingénierie/Structural design and engineering
Muttoni et Fernández, Ingénieurs Conseils SA, Ecublens (Lausanne)

ed on the existing buildings and columns was computed. This allowed tailoring the canopy to the boundary conditions as well as refining its shape to adapt it to the architectural needs.

After a number of preliminary designs, the shape of Figure 4a was selected as satisfactory from an engineering and architectural point of view. A column between the library and auditorium was eventually removed to enhance the space in the place between them (Figure 4b), and the resulting shear field thus adapted to this situation.

Once the shear field was selected, only the required material for carrying shear was kept (refer to Fig. 4c). The moment field (bending and torsion moments) of the resulting structure was thus modified with respect to that of the continuous slab (as the top and bottom layers of the sandwich model are no longer present everywhere). However, the shear field of the continuous slab and of the canopy is still the same, as the forces in the canopy are transmitted to the supports by following the direction of the beams (thus justifying the selected procedure to find the shape of the structure).

Buildings

Besides the canopy, two conventional buildings were introduced as part of the construction, a library and an auditorium. The buildings have continuous walls of 12 m height above the soil level. Thus, the canopy also turned out to be a continuous slab at their interface (Fig. 2).

Columns

A forest canopy is supported by slender trunks in the same manner as the canopy of the MdE is also supported on a number of slender columns. These columns have variable height varying between 18 and 9 meters and with diameters varying between 450 and 350 mm. They were prefabricated in centrifuged concrete. The mechanical slenderness of the columns was kept approximately constant ($L_{cr}/Ø \approx 30$). This optimized the mechanical behaviour of the members and was in agreement with the architectural expression (refer to Fig. 2). To do so, some columns required to be clamped in the foundations while others were simply supported on the foundations (to enhanced ease of construction of the prefabricated members).

que le champ de cisaillement était déterminé, seulement la matière nécessaire afin de transmettre l'effort tranchant était retenue (voir Fig. 4c). Le champ des moments (moments de flexion et moment de torsion) de la structure était ainsi modifié par rapport à celui d'une dalle plate (les nappes supérieures et inférieures du sandwich n'étant plus continues partout). Cependant, le champ de cisaillement de la dalle continue et celui de la canopée restent identiques car les forces de la canopée sont amenées jusqu'aux supports suivant la direction des brins (ainsi justifiant la démarche suivie pour trouver la forme de la canopée).

Bâtiments

Outre la canopée, deux bâtiments conventionnels ont été bâtis, une bibliothèque et un auditoire. Les bâtiments ont des murs de 12 mètres de hauteur sur le niveau du sol, ce qui imposait à la canopée de devenir une surface continue à leur engagement.

Colonnes

Une canopée forestière est appuyée sur des troncs élancés de la même façon que la canopée de la MdE est appuyée sur des colonnes en béton élancées. Ces colonnes ont une hauteur variable entre 9 et 18 mètres et avec des diamètres variant entre 450 et 350 mm. Les colonnes sont préfabriqués en béton centrifugé et ont un élancement mécanique à peu près constant ($L_{cr}/Ø \approx 30$). Ce dernier critère permettait d'optimiser le comportement statique tout en respectant l'expression architecturale de l'ensemble (Fig. 2). Pour ce but, certaines colonnes étaient encastrées dans leur fondation tandis que d'autres étaient simplement appuyées (afin de simplifier la construction et la pose des éléments).

Dimensionnement

Une fois la géométrie de la structure définie, la canopée a été calculée à l'aide d'un modèle 3D de la structure (tenant compte des régions en forme de dalle et des

Detailed design

Once the final geometry was established, the canopy was designed by using a 3-D model of the structure (accounting for the plane and linear regions). This allowed determining the internal forces in the structure, as its structural behaviour depends on the actual placing of the members and on their linkage. On that basis, the reinforcement was designed.

The reinforcement was adapted to the various regions of the structure. For typical spans of approx. 7 m, concrete was reinforced by using ordinary reinforcement and steel fibres (20 kg/m^3, Fig. 5a). The fibres allowed reducing the required minimum reinforcement amount and helped in zones where ordinary reinforcement was difficult to place due to complex geometries. Non-prestressed strands were also used (1/4" diameter, $f_{p0.1k}$ = 1,770 MPa) to suitably reinforce the member and to provide continuous reinforcement in the nodal regions.

In the linear members, reinforcement followed the shape of the members and was composed of groups of up to 4 bars of diameter 10 mm bent "in situ". In order to resist shear, torsion and deviation forces, transverse pins were arranged on the sides of the members. This reinforcement was developed in the nodal (continuous) regions, with a classical orthogonal reinforcement layout (see Fig. 5a).

Steel heads were placed over the columns (Fig. 5b). These elements were specifically designed to provide sufficient punching shear strength and anchorages required for suspending the residences. The shear heads were composed

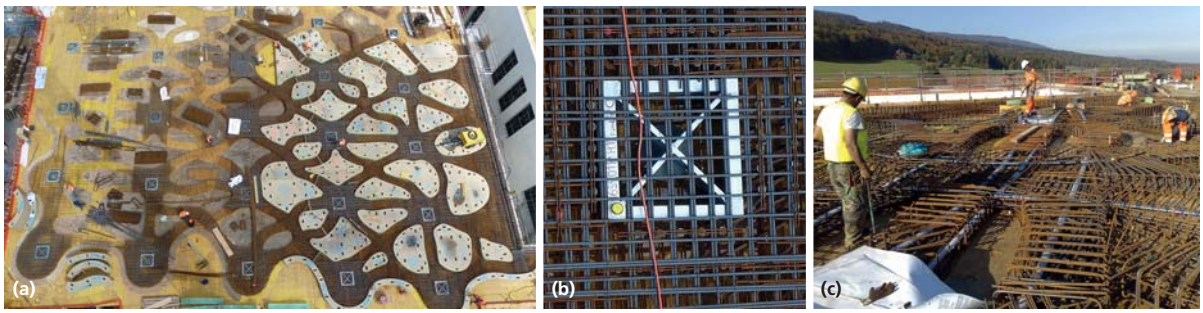


Fig. 5
Construction: a) armature ordinaire et torons non-précontraints; b) têtes métalliques; et c) gaînes de précontrainte.
Construction: a) placing of ordinary reinforcement and non-prestressed strands; b) steel heads; and c) post-tensioning tendons.

brins). Sur la base de ce modèle, les efforts de réduction étaient déterminés et l'armature finalement dimensionnée. L'armature a été adaptée aux différentes régions de la structure. Pour des portées typiques de 7 mètres, le béton était renforcé avec des barres d'armature ainsi que 20 kg/m^3 de fibres (voir Fig. 5a). Les fibres ont permis de réduire l'armature minimale et ont aidé dans les zones difficiles à armer. En outre, des torons non-précontraints étaient également disposés (1/4" de diamètre, $f_{p0.1k}$ = 1770 MPa) afin d'armer correctement l'élément et d'avoir une armature continue sur les zones nodales. Dans les brins, l'armature suivait la forme des membres et était composée par des groupes de 4 barres de diamètre 10 mm pliées sur place. Afin de résister à l'effort tranchant, la torsion et les forces de déviation, des épingles transversales étaient disposées de chaque côté de l'élément. Cette armature était ancrée dans les zones nodales (sur les colonnes) où l'armature était disposée suivant une trame orthogonale classique (Fig. 5a).
Sur les colonnes, des têtes métalliques étaient disposées (Fig. 5b). Ces éléments étaient conçus spécifiquement afin d'offrir une résistance suffisante au poinçonnement ainsi que pour permettre l'ancrage des cabanes suspendues. Les têtes métalliques avaient quatre profils prismatiques avec des trous filetés à l'intérieur permettant de visser les pièces d'ancrage des cabanes. Ces éléments prismatiques permettaient en outre la soudure des profils latéraux et des tôles de la tête (de 35 mm d'épaisseur).
Une zone particulière se trouve dans l'engagement entre la bibliothèque et l'auditoire, où une colonne avait été enlevée (Fig. 4b). Dans cette zone, la portée correspond au double de la portée typique et les flèches étaient très importantes par rapport au reste de la canopée. En conséquence, des câbles de post-tension furent disposés (Fig. 5c) permettant de balancer une fraction adéquate des charges permanentes et menant ainsi à des flèches comparables au reste de la structure.

of four prismatic members with threaded holes (for screwing the anchorage pieces of the residences). These prismatic members also served to weld the lateral profiles as well as the main plates (35 mm thick).
A special zone was the region between the library and auditorium, where a column was removed (Fig. 4b). In this zone, therefore, the span length was thus doubled and deflections were significantly larger than in the rest of the canopy. As a consequence, post-tensioning tendons were also placed (Fig. 5c), which allowed suitably balancing a considerable fraction of the permanent loads leading to deflections similar to those for the rest of the structure.

Auteurs/Authors

Aurelio Muttoni
Prof. Dr ès techn. ing. dipl. EPFZ
aurelio.muttoni@mfic.ch

Miguel Fernández Ruiz
Dr ing. dipl. UPM
miguel.fernandezruiz@mfic.ch

Muttoni et Fernández,
Ingénieurs Conseils SA
CH-1024 Ecublens

Construction d'une coque en béton armé à Chiasso
Construction of an ellipsoidal concrete shell in Chiasso

Aurelio Muttoni, Franco Lurati, Miguel Fernández Ruiz

Introduction

Cet article résume les propriétés principales ainsi que les méthodes utilisées pour la construction d'une coque à forme ellipsoïdale en béton armé avec une portée maximale de 92,8 m et avec une épaisseur type de 10 cm. La structure était bétonnée avec du béton projeté (dans les zones de pente importante) et avec du béton coulé en place (pour les zones avec pente modérée ou faible). Le renforcement de la coque est composé de barres d'armature conventionnelles, de même que de fibres métalliques, de précontrainte et de clous en acier selon les différents zones et les efforts de réduction agissant.

Conception et dimensionnement

Géométrie et propriétés principales de la coque

Les dimensions de la coque ellipsoïdale sont 92,8 m (axe long) × 51,8 m (axe court) × 22,5 m (hauteur). L'ellipsoïde est sectionné par un plan horizontal qui est constitué d'un socle en béton composé de voiles verticaux transversaux, avec une hauteur totale de 18,24 m, voir Figure 1. Une description plus détaillée de la géométrie et des raisons qui la justifient peut être consultée sous [1].

L'épaisseur de la coque était variable. Une valeur de 100 mm était tenue par défaut, justifiée par de raisons constructives (enrobage minimal) et afin d'écarter les risques de voilement. Quatre nappes d'armature étaient disposées, deux à l'intrados et deux à l'extrados de la coque. Les nappes d'armature étaient orientées suivant les directions radiales (méridiens) et tangentielles (parallèles) de l'ellipsoïde. Ceci était justifié comme étant la disposition la plus efficace pour des raisons statiques. La disposition de quatre

Introduction

This paper summarizes the main properties and building techniques used for the construction of an ellipsoidal concrete shell with a maximum span of 92.8 m and a general thickness of 10 cm. The structure was cast both in sprayed concrete (for large slopes) and in ordinary concrete (for moderate or low slopes) and was reinforced with conventional reinforcement, metallic fibres, post-tensioning and shear studs depending on the location and internal forces of the shell.

Design

Geometry and main properties of the shell

The ellipsoid shell has axis dimensions of 92.8 m (long axis) × 51.8 m (small axis) × 22.5 m (height). The ellipsoid is cut by a horizontal plane and is supported on a concrete basement composed of transverse walls, leading to a total

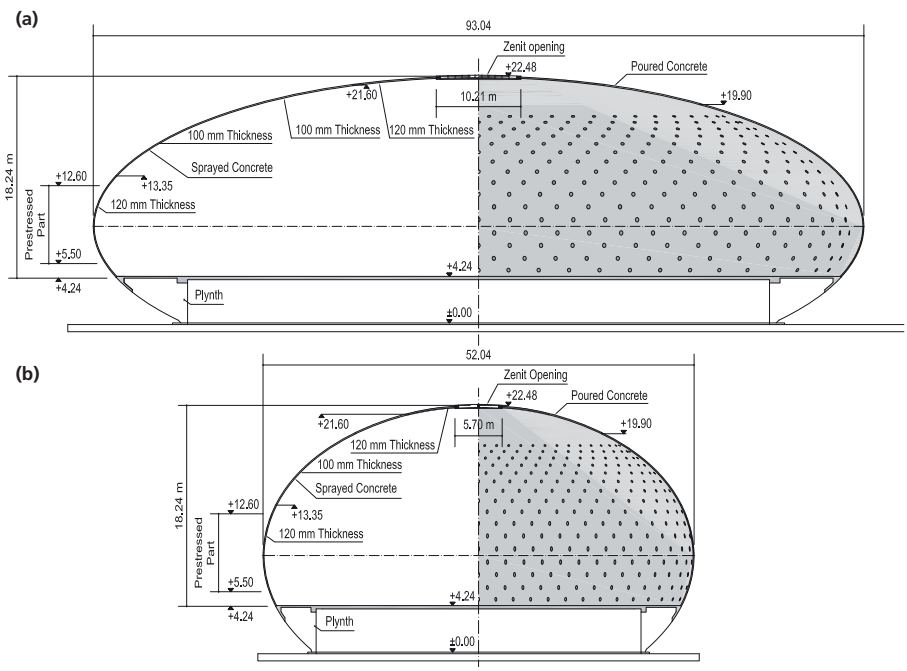


Fig. 1
Dimensions principales: a) coupe selon l'axe longue; et b) coupe selon l'axe court.
Main geometrical dimensions: a) section along long axis; b) section along small axis.

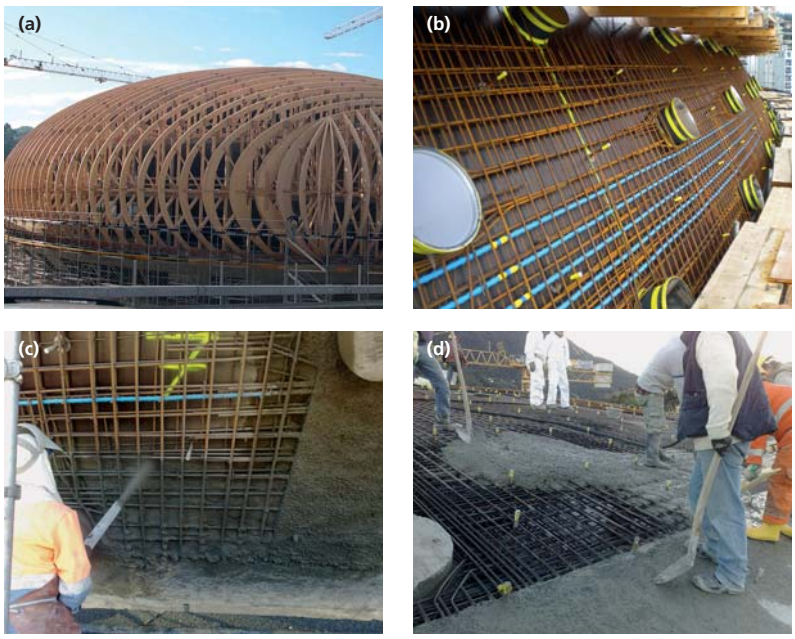


Fig. 2
Construction de la coque: a) étayage; b) disposition de la précontrainte; c) projection du béton; et d) béton coulé sur place.
Construction of the shell: a) temporary scaffolding; b) placing of prestressing tendons; c) spraying of concrete; and d) pouring of concrete.

height for the shell of 18.24 m, see Figure 1. An extended description on the geometry and its reasons can be consulted elsewhere [1].
The thickness of the shell was variable. A value of 100 mm was selected as the default thickness. This was justified by constructional reasons (minimum thickness of necessary reinforcement cover) and also to ensure sufficient safety against buckling. Four reinforcement layers were provided, two at the intrados and two at the extrados of the shell. The reinforcement layers were oriented in the radial (meridian) and tangential (parallel) directions. This was selected as the most effective layout for statical reasons. The arrangement of the four layers was required to control bending moments and shear forces developed at the basement connection, near the prestressed zone and for connecting to the steel piece placed at the zenith opening (Fig. 1). Bending moments and shear forces in other regions were quite small. Four reinforcement layers were nevertheless arranged in all regions for con-

nappes d'armature permettait le contrôle des moments de flexion et des efforts tranchants se développant à la base de la coque (intersection avec le socle), dans la zone précontrainte et pour connecter les profils en acier d'une pièce disposée dans l'ouverture zénithale de la coque (Fig. 1). Dans d'autres régions, les moments de flexion et les efforts tranchants étaient très modérés, voir négligeables. Cependant, la disposition de quatre nappes d'armature était respectée pour des raisons constructives, pour assurer un comportement correct vis-à-vis de la fissuration (pouvant se développer pour certains cas de charges) et pour écarter des risques de voilement.
En plus de l'armature conventionnelle, 35 torons de précontrainte (mono-torons de 0,6" de diamètre) étaient disposés à proximité de l'équateur de la coque (depuis le niveau +5,50 m jusqu'au niveau +12,60 m, voir Fig. 1) afin de reprendre les efforts membranaires dans la direction horizontale. L'épaisseur de la coque était, pour des raisons constructives, augmentée dans cette zone à 120 mm

structional reasons, to ensure suitable crack control (which may potentially occur depending on the load cases) and to ensure sufficient safety against buckling of the structure.
In addition to the ordinary reinforcement, 35 post-tensioning tendons (0.6" monostrand tendon) were arranged near the equator of the shell (from level +5.50 m to level +12.60 m, see Fig. 1) to carry membrane tension along the horizontal direction (they presented in addition a limited dimension for the plastic duct thus minimizing the disturbance in the compression field developing through the shell). The thickness of the shell was increased in this region to 120 mm (between levels +4.24 and +13.35 m).
At the level of the connection to the concrete basement (between levels +4.24 and +5.14 m) shear studs were also installed to provide sufficient shear strength and deformation capacity in this region (subjected to parasitic shear forces and bending moments).
The thickness of the shell was also 120 mm from level +21.60 m to the zenith opening. On the top

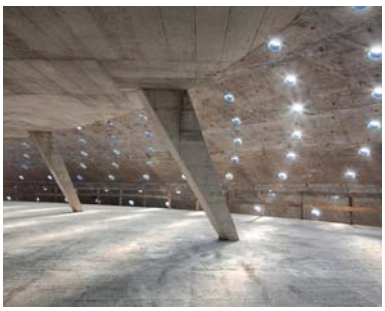


Fig. 3
Ouvrage fini.
Completed work.

(entre les niveaux +4,24 m et +13,35 m).
Au niveau de la connexion avec le socle en béton (entre les niveaux +4,24 m et +5,14 m), des clous (armature transversale avec têtes d'ancrage) étaient disposés afin de garantir une résistance et capacité de déformation suffisante dans cette région (soumise à des moments de flexion et à des efforts tranchant accrus). L'épaisseur de la coque dans cette zone était augmentée à 120 mm, tout comme depuis le niveau +21,60 m jusqu'à l'ouverture zénithale (10,21 m × 5,70 m). Cette dernière augmentation d'épaisseur permet de connecter une structure métallique à travers laquelle la lumière entre dans l'espace intérieur de la coque. En outre, entre les niveaux +4,81 m et +18,78 m, des ouvertures circulaires de 0,40 m de diamètre étaient disposées, voir Figure 1.

Propriétés du béton
La structure était bétonnée avec du béton projeté depuis le niveau +4,24 m jusqu'au niveau +19,90 m. Ceci permettait d'utiliser du coffrage conventionnel (seulement d'un côté) pour toute la coque. Quand la pente était suffisamment faible (moins de 20°, depuis le niveau +19,90 jusqu'au niveau +22,48 m), le béton était coulé ordinairement. Pour les deux types de béton, la résistance caractéristique à la compression (f_{ck}) à 28 jours était spécifiée à 30 MPa.
Dans la région du béton projeté, entre les niveaux +4,24 m et +13,36 m, des fibres métalliques avec crochet (30 kg/m^3) étaient utilisées. Ces fibres avaient une longueur de 30 mm et un rapport longueur-sur-diamètre de fibre de 80. Les fibres étaient disposées afin d'améliorer le contrôle de la fissuration (particulièrement dans la région précontrainte) et pour améliorer la capacité de déformation du béton soumis à des efforts tranchants et des forces normales accrues (zone de liaison avec le socle). Le béton projeté comportait 300 kg/m^3 de ciment et 25 kg/m^3 de chaux. Cette dernière était disposée afin d'améliorer la mise en place du béton. Des tailles de granulats entre 0 et 4 mm étaient utilisess pour 70% de la structure, le reste étant entre 4 et 8 mm. L'addition d'eau était effectué dans le pistolet de projection (projection par voie sèche).

part, the increased thickness allowed the concrete shell to be connected to a steel structure placed at the zenith opening (10.21 m × 5.70 m), allowing daylight to reach the inside of the mall. In addition, between levels +4.81 m and +18.78 m a number of circular openings (diameter 0.40 m) were also arranged, see Figure 1.

Concrete properties

The structure was cast using sprayed concrete from level +4.24 m to level +19.90 m. This allows using conventional (one-side) formwork for the entire shell. Where the slope was sufficiently limited (lower than 20°, from level +19.90 to level +22.48 m) concrete was poured conventionally. For both concrete types a characteristic compressive strength (f_{ck}) at 28 days equal to 30 MPa was specified.
In the sprayed concrete region, between level +4.24 m and level +13.36 m, hooked metallic steel fibres (30 kg/m^3) were used. The

Construction de la coque

Le coffrage de la coque était disposé sur des cintres et un étayage en bois, Figure 2a. Le coffrage était composé de panneaux en bois pliés sur place et vissés (Fig.

Equipe/Team

Client/Owner
Centro Ovale 1 SA, Chiasso
Architecture
Elio Ostinelli, Chiasso
Conception de la structure et ingénierie/Structural design and engineering
Aurelio Muttoni, Franco Lurati, Miguel Fernández, Mendrisio et Lausanne
Entreprise de construction/contractor
Muttoni SA, Bellinzona

Coûts/Costs
CHF 5 300 000.– (TVA et honoraires inclus/VAT and design costs inluded)

Références/References
[1] A. Muttoni, F. Lurati, M. Fernández Ruiz; Concrete shells – Towards efficient structures: Construction of an ellipsoidal concrete shell in Switzerland, Structural Concrete, Ernst & Sohn, Germany, Vol. 14, No. 1, pp. 43–50

fibres had a length of 30 mm and a length-to-diameter ratio of 80. The fibres were introduced to enhance crack control (in the post-tensioned region) and to improve the ductility of concrete under high normal and shear forces (at the connection to the basement). The sprayed concrete comprised 300 kg/m^3 of cement and 25 kg/m^3 of lean lime. The latter was to enhance the workability of the concrete. The aggregate sizes between 0 and 4 mm were 70% of the total, the rest ranging between 4 and 8 mm. The addition of water was performed at the spraying gun.

Construction of the shell

Formwork was placed against a wood scaffolding, Figure 2a. The formwork consisted of panels bent in situ and fixed in their corresponding position (Fig. 2b). The reinforcement was then placed and concrete was sprayed or poured in situ (Fig. 2c and 2d). The time required for placing of the reinforcement and concreting the shell was about 3 months in total. After concreting, decentering of the shell was carried out. This is probably the most critical phase and has led in some cases to the collapse of a shell structure. In the present case the shell was constructed in a number of phases in order to avoid decentring to be the governing design situation. First, half of the post-tensioning force was applied (one out of two tendons post-tensioned). Then, the wood scaffolding in contact with the post-tensioned zone was removed, followed by the post-tensioning of all tendons. This operation ensured correct post-tensioning transfer to the concrete. Finally, the vertical struts of the scaffolding supporting the top region of the shell were gradually released, leading to the complete decentring of the structure. Measured deflections recorded during the process were in good agreement with predicted values. Some pictures of the completed work can be seen in Figure 3.

The cost of the concrete structure corresponded to 49% for the scaffolding and formwork, 21% for ordinary reinforcement, 5% for post-tensioning, 24% for the sprayed concrete and 1% for the poured in-situ concrete. This shows the relatively large cost of scaffolding and formwork for these types of structures, and points to a fruitful future research topic to obtain more efficient techniques.

2b). L'armature était ensuite disposée et le béton était projeté ou coulé sur place (Fig. 2c et 2d). Le temps requis pour disposer les armatures et pour bétonner la coque était d'environ 3 mois au total.

Après le bétonnage, la coque était décintrée. Ceci est probablement l'opération la plus délicate ayant mené plusieurs fois dans le passé à des effondrements totaux ou partiels des coques. Dans le cas de la coque de Chiasso, une série de phases étaient définies afin que le décintrage ne soit pas la situation du projet déterminante. D'abord, la moitié des câbles de post-tension était mis en tension (un sur deux). Ensuite, la partie du coffrage en contact avec la zone précontrainte était enlevée, suivi par la mise en tension de la totalité des câbles de post-tension. Cette démarche permettait d'assurer le transfert correct et effectif des forces de précontrainte à la coque. Finalement, les étais verticaux étaient graduellement descendus, menant au décintrage complet de la coque. Les flèches mesurées pendant ce procédé étaient en bon accord avec les valeurs prédites. Quelques photos de la structure finalisée peuvent être observés dans la Figure 3.

Les coûts de l'ouvrage sont répartis à 49% pour le coffrage et l'étayage, 21% pour l'armature ordinaire, 5% pour la précontrainte, 24% pour le béton projeté et 1% pour le béton coulé sur place. Ceci montre que les coûts associés au coffrage et à l'étayage demeurent très importants et que des techniques plus efficaces sont encore à développer.

Auteurs/Authors

Aurelio Muttoni
Prof. Dr ès techn. ing. dipl. EPFZ
Muttoni et Fernández,
Ingénieurs Conseils SA
CH-1024 Ecublens
aurelio,muttoni@mfic.ch

Franco Lurati
Ing. dipl. EPFZ
Lurati Muttoni Partner SA
CH-6850 Mendrisio
franco.lurati@lmpartner.ch

Miguel Fernández Ruiz
Dr ing. dipl. UPM
Muttoni et Fernández,
Ingénieurs Conseils SA
CH-1024 Ecublens
miguel.fernandezruiz@mfic.ch

Palestra doppia a Chiasso
Double gymnasium in Chiasso

Andrea Pedrazzini, Eugenio Pedrazzini, Roberto Guidotti

Introduzione

La costruzione in oggetto s'inserisce nel contesto del campus scolastico e museale della città di Chiasso. L'edificio si compone di due elementi: una copertura a sé stante con pianta quadrata corrispondente alla sala ginnica e uno zoccolo rettangolare parzialmente interrato che si relaziona con gli edifici scolastici e il parcheggio presenti sul lato nord per mezzo di una terrazza e l'entrata, con il giardino verso sud attraverso un'ampia gradinata,con il campo stradale e la piazza verso est mediante uno sbarramento e con il m.a.x Museo e lo Spazio Officina verso ovest con un'ampia fontana.

La copertura è costituita da un solaio a cassettoni in calcestruzzo armato precompresso sospeso nel vuoto mediante quattro travi pareti appoggiate centralmente su un cavalletto a V quindi congiunte al basamento in un solo punto. Lo zoccolo funge da appoggio alla copertura e si confronta con i particolari problemi d'impermeabilità e di galleggiamento imposti dalla falda la cui quota può superare di quasi due metri la platea dello stabile.

Di seguito saranno esposte le particolarità strutturali e di messa in opera della copertura e dello zoccolo.

Introduction

The building in question is part of the school and museum complex of the city of Chiasso. The building consists of two elements: a separate square roof over the gymnasium and a partially buried rectangular plinth-like base that connects with the school buildings and parking lot on the north side by means of a terrace and the entrance, with the garden to the south by means of a wide flight of steps, with the street and square to the east by means of a barrier and with the M.A.X Museum and Workshop Space to the west with a large fountain.

The roof consists of a prestressed, reinforced concrete lattice (grid form) suspended in space by four wall beams centrally supported by V-shaped elements (pillars) joined to the base at a single point.

The plinth supports the roof and deals with the special problems regarding waterproofing and uplift due to the groundwater table, whose level can exceed the floor level of the building by almost two metres.

Considerazioni strutturali

La copertura

La sala ginnica è coperta mediante un solaio a cassettoni con 7 travi precompresse di luce 32,85 m, altezza 1,24 m (rapporto di snellezza L/H = 26,5) e spessore 35 cm in ciascuna direzione portante e un solaio di spessore compreso tra i 16 e i 18 cm staccato termicamente dalle pareti perimetrali. La precompressione delle travi è calibrata agli sforzi a flessione riscontrati nel comportamento elastico della struttura (22 trecce da 150 mm^2 nelle tre travi centrali, 19 trecce nelle due travi seguenti e da 9 trecce nelle travi di bordo) ed è disposta con andamento poligonale con deviazioni a $1/4$ e $3/4$ della luce in modo tale da prevenire l'intersezione dei cavi nei punti d'incrocio delle travi.

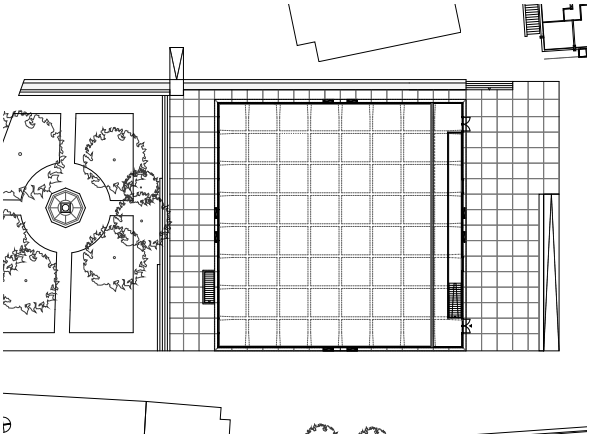


Fig. 1
Pianta piano terra.
Ground floor plan.

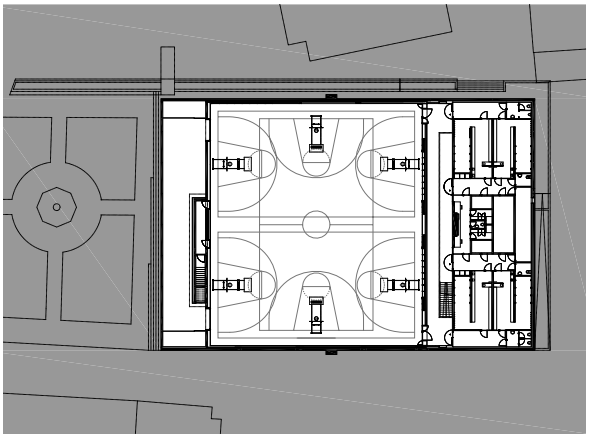


Fig. 2
Pianta livello –1.
Level –1 plan.

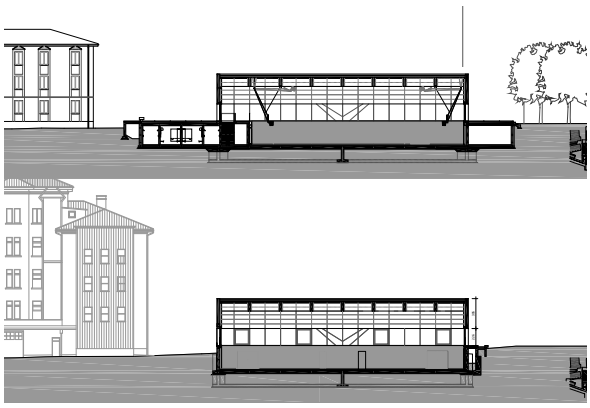


Fig. 3
Sezioni.
Sections.

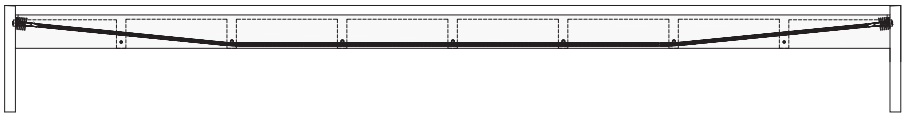


Fig. 4
Andamento cavi graticcio.
Lattice cable orientation.

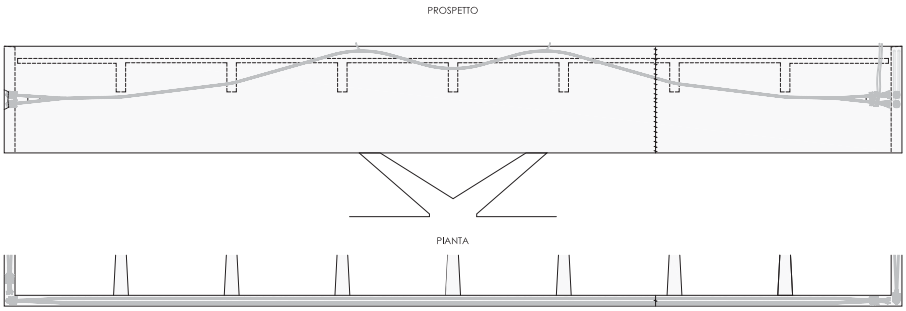


Fig. 5
Andamento cavi travi parete.
All beam cables orientation.

Below, we explain the structural and installation features of the roof and the plinth.

Structural considerations

The roof

The gymnasium is covered by a lattice ceiling with 7 prestressed beams with a span of 32.85 m, height of 1.24 m (slenderness ratio L/H = 26.5) and thickness of 35 cm in each load-bearing direction, and a slab between 16 and 18 cm thick, thermally insulated from the perimeter walls. The pre-compression of the beams is calibrated to the flexural stresses

Lungo il perimetro le travi del solaio appoggiano su 4 travi parete di altezza 3,95 m e spessore 40 cm con una precompressione tale da prevenire la fessurazione del calcestruzzo (2 cavi di 8 trecce da 150 mm^2 ciascuno).
Al centro ciascuna trave parete è disposta su una forcella (pilastro a forma di V) con struttura mista di tubolari d'acciaio (ROR 273.25/S355) e calcestruzzo capace di accogliere le installazioni tecniche e i pluviali.
Se considerate singolarmente le travi pareti risultano instabili ma la loro unione determina una

encountered in the elastic behaviour of the structure (22 strands of 150 mm^2 in the three central beams, 19 strands in the next two beams and 9 strands in the outer beams) and is arranged in a polygonal layout with offsets at ¼ and ¾ across the open space in such a way as to prevent the intersection of the cables at the points of intersection of the beams.
Along the perimeter, the roof beams rest on 4 wall beams 3.95 m high and 40 cm thick with pre-compression sufficient to prevent the cracking of the concrete (2 cables of 8 strands of 150 mm^2 each).

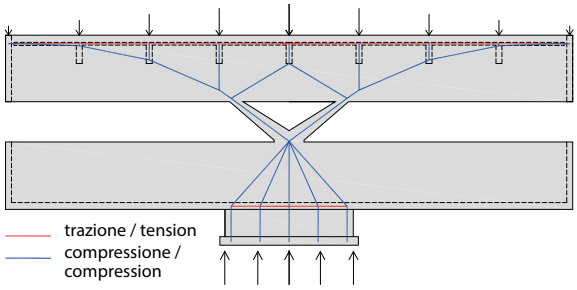


Fig. 6
Funzionamento facciata.
Force transfer in the façade.

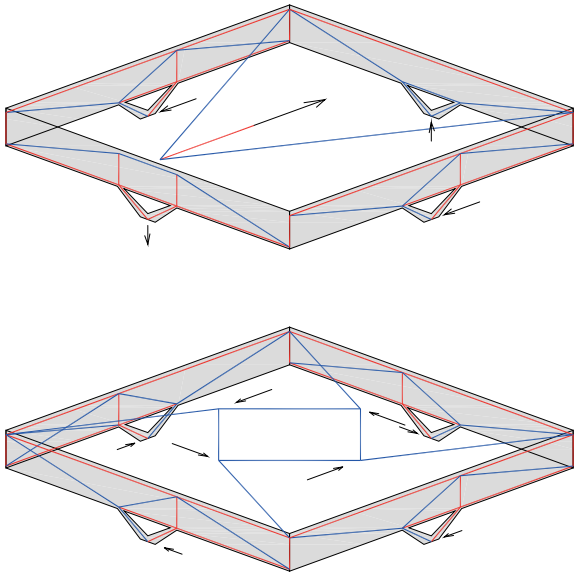


Fig. 7
Funzionamento stabilità.
Stability function.

struttura capace di resistere alle sollecitazioni orizzontali (vento e sisma). Considerando una forza incidente su una facciata, le pareti ortogonali allo sforzo impediscono la rotazione delle travi complanari allo stesso le quali trasmettono la forza a terra mediante una sollecitazione assiale delle forcelle. Una situazione analoga la si riscontra anche nel caso di una sollecitazione a torsione della struttura dove le singole facciate si sostengono reciprocamente. La sovrapposizione di questi campi tensionali determina la stabilità della struttura ad ogni genere di sollecitazione orizzontale.

Lo zoccolo

Da un punto di vista statico lo zoccolo si confronta con la ridistribuzione delle forze d'appoggio della copertura al terreno e la resistenza alle sollecitazioni idrostatiche risultanti dalla falda la cui quota massima si pone 1,80 m al di sopra della platea.
In un bilancio globale delle sollecitazioni verticali agenti ne risulta che una platea con spessori standard non è sufficiente a contrastare la spinta idrostatica agente e che il conseguimento dell'equilibrio mobilita necessariamente anche il carico risultante dalla copertura. Da questa riflessione ne consegue l'opportunità di una distribuzione del carico della copertura in platea il tutto a beneficio anche della tipologia della fondazione disposta in superficie sul terreno alluvionale piuttosto che su pali.
La distribuzione delle forze d'appoggio della copertura in platea è ottenuta mediante l'irrigidimento della stessa con due travi incrociate disposte sotto platea. Assieme alle pareti di bordo gli architravi disposti sotto platea suddividono la stessa in quattro porzioni quadrate di ca. 16,50 m di lato.
L'esecuzione di contrafforti verticali in continuità con la trave estendono lo stesso principio d'irrigidimento adottato per la pla-

At the centre of each wall beam there is a fork (V-shaped pillar) with a combined structure of steel tubes (ROR 273.25/S355) and concrete that can accommodate technical services and downspouts (drainpipes).
Individually, the wall beams are unstable but together they form a structure able to withstand horizontal loads (wind and earthquake). If one considers a force acting on one façade: the walls at right angles to the force prevent the rotation of its ground beams, which transmit the force to the ground through axial stressing of the V-shaped pillars. The same situation exists in the case of torsional behaviour on the structure where the single façades interact to provide mutual support. The overlap of these tension fields renders the structure stable under any kind of horizontal load.

The plinth

From a static point of view, the plinth handles the redistribution of the forces supporting the roof to the ground and the resistance against the hydrostatic pressures resulting from the groundwater table whose maximum level is 1.8 m above the floor level.

Committente/Client
Cantone Ticino, Sezione della logistica/
Canton Ticino, Logistics Department
Architetti/Architects
Nicola Baserga e Christian Mozzetti, Muralto
Ingegneri/Engineers
Ingegneri Pedrazzini Guidotti Sagl, Lugano
Impresa di costruzione/Contractor
Mafledil SA, Osogna

Fig. 8
Facciata Sud (© Filippo Simonetti).
South Façade (© Filippo Simonetti).

In the global balance of vertical stresses, a floor of standard thickness is not sufficient to withstand the hydrostatic force and the load applied by the roof is also necessary to achieve equilibrium. This consideration marks the suitability of distributing the roof load to the floor, bringing only benefits to this type of foundation, which is placed on the surface of the flood plain rather than being supported on piles.
The distribution of the forces supporting the roof on the floor is achieved by stiffening it with two crossed beams under the floor. Along with the outer walls, the under-floor beams divide the floor into four square areas of approx. 16.50 m on each side.
The creation of vertical buttresses as a continuation of the beam extends the same stiffening principle adopted for the floor to the east and west walls of the building.

tea anche alle pareti est ed ovest dello stabile.

Aspetti costruttivi

La copertura

La messa in opera della copertura è stata vincolata dai particolari requisiti estetici delle travi parete eseguite in calcestruzzo a faccia a vista senza alcuna nicchia di tesatura dei cavi precompressi.
La soletta di copertura a cassettoni è stata gettata e precompressa prima delle facciate perimetrali. Questo modo di procedere ha condizionato la centina del graticcio dimensionata in modo tale da sostenere sia il peso distribuito del calcestruzzo durante la fase di getto che il carico concentrato risultante alle estremità delle travi dopo la tesatura dei cavi di precompressione.
A causa della capacità limitata dell'impianto di betonaggio del cantiere il getto della soletta a cassettoni di copertura (ca. 330 m^3)

Construction aspects

The roof

The installation of the roof was constrained by the particular aesthetic requirements of the wall beams, which are made of fair faced concrete without any tensioning niches for the prestressing cables.
The latticed roof slab was cast and prestressed before the perimeter façades. This procedure required dimensioning the rib of the gridwork in such a way as to support both the distributed weight of the concrete during the casting step and the concentrated load at the ends of the beams after the tensioning of the prestressing cables.
Due to the limited capacity of the concrete mixer at the construction site, the casting of the lattice roof (approx. 330 m^3) was carried out on two consecutive days: first the 14 beams of the gridwork, followed by the roof slab.

Fig. 9
Casseratura graticcio di copertura.
Roof lattice formwork.

Fig. 10
Struttura grezza dopo il disarmo.
Bare structure after removal of formwork.

è stato realizzato in due giorni consecutivi: dapprima le 14 travi del graticcio in seguito la soletta di copertura.
La tesatura dei cavi é avvenuta in due fasi: 30% a 3 giorni dal getto e i restanti 70% dopo 21 giorni.
Le travi pareti perimetrali sono state gettate in 4 tappe, ciascuna a forma di L, con interruzione di getto nella zona mediana della facciata.
I cavi di precompressione, disposti parallelamente e con teste fisse e mobili contrapposte agli angoli, sono stati tesati in tre fasi: 30% a 3 giorni dal getto, 70% dopo 14 giorni e 100% dopo ca. 28 giorni del getto dell'ultima porzione della trave.
Le forcelle sono state prefabbricate in cantiere e posate mediante autogru nei rispettivi punti di appoggio.

Lo zoccolo
La platea e le pareti perimetrali dello zoccolo dell'edificio sono concepite con il sistema «vasca bianca». Sia in platea che nelle elevazioni sono stati predisposti degli elementi di fessurazione controllata iniettati qualche mese dopo i getti in modo tale da garantire l'impermeabilità della costruzione.

The tensioning of the cables was carried out in two steps: 30% 3 days after casting and the remaining 70% after 21 days.
The perimeter wall beams were cast in 4 stages, each in an L shape, with casting interruptions in the middle area of the façade.
The prestressing cables, which are arranged in parallel with fixed and moveable heads counterpoised at the corners, were tensioned in three phases: 30% 3 days after casting, 70% after 14 days and 100% approx. 28 days after casting the last portion of the beam.
The V-shaped pillars were prefabricated at the construction site and positioned with a truck crane at the respective support points.

The plinth
The floor and the perimeter walls of the plinth of the building were conceived with the "white tank" waterproofing system. Both in the floor and in elevations, elements of controlled cracking were grouted several months after casting in order to guarantee that the underground structure remains waterproof.

Autori/Authors

Andrea Pedrazzini
Ing. civile dipl. ETHZ SIA OTIA

Eugenio Pedrazzini
Ing. civile dipl. ETHZ SIA OTIA

Roberto Guidotti
Dr ing. civile dipl. EPFL SUP OTIA

Ingegneri Pedrazzini Guidotti Sagl
CH-6900 Lugano
ingegneri@ing-ppg.ch

Abitazione sul lago di Sarnen
House on Lake Sarnen

Mario Monotti

Introduzione

La costruzione è un edificio di piccole dimensioni, ca. 100 m^2 abitabili, ubicato a Wilen sulle rive del lago di Sarnen nella Svizzera centrale. L'abitazione è concepita per approfittare in modo ottimale della bellezza del paesaggio visibile senza interruzioni dai quattro lati. Organizzati su diversi livelli, gli spazi interni offrono tre diversi sguardi del lago: quello orizzontale sull'acqua dal soggiorno (quota 0.00), quello a pelo d'acqua dalla camera (quota –1.00) e quello dall'alto dalla cucina (quota +1.00). Contro terra, sotto la cucina, con accesso dalla camera, trovano spazio un servizio e il locale tecnico. Ai locali interni si aggiunge un ampio spazio esterno coperto che si estende in modo asimmetrico sui quattro lati dell'abitazione. Oltre alla particolare disposizione interna, la costruzione ricava la propria valenza dalle tensioni risultanti tra la struttura portante in calcestruzzo faccia a vista con singolare ricchezza geometrica e le sgarberie architettoniche che, rompendo le simmetrie e variando le quote degli spazi interni, rendono ancor più arduo l'esercizio estremo della costruzione costretta a sorreggere con soli due pilastri il carico dell'intera copertura.
Di seguito sono esposte alcune riflessioni strutturali e gli aspetti costruttivi che hanno accompagnato la messa in opera dell'abitazione.

Riflessioni strutturali

L'organizzazione degli spazi interni, la copertura con tetto a falde e la tipologia delle colonne portanti sono state assunte come parametri inderogabili. La progettazione strutturale è stata focalizzata sulla disposizione dei pilastri e sugli aspetti costruttivi della copertura presupponendo l'impiego del calcestruzzo quale unico materiale da costruzione.
L'analisi delle colonne ha evidenziato come un'intersezione troppo elevata da terra dei puntoni obliqui e una disposizione asimmetrica dei pilastri allontanasse le traiettorie delle forze dalla struttura portante determinando delle sollecitazioni a flessione degli elementi portanti e, conseguentemente, un movimento rotatorio dell'intera copertura. Per migliorare il comportamento strutturale, i pilastri sono stati posti in asse con il tetto verso il lago e in corrispondenza del sostegno del tetto sopra la cucina verso monte. Nella configurazione scelta tre punti d'appoggio della copertura risultano fissi e l'origine del movimento della struttura è confinato in un solo elemento portante, il

Introduction

The structure is a small dwelling with around 100 m^2 of living space, located in Wilen on the shore of Lake Sarnen in Central Switzerland. The house was designed to take full advantage of the beautiful landscape, with uninterrupted views from all four sides of the structure. Organised on various levels, the internal spaces offer three different views of the lake: horizontally over the water from the living room (0.00 altitude), at surface level from the bedroom (–1.00 altitude) and looking down on it from above in the kitchen (+1.00 altitude). A bathroom and utility room are located underground beneath the kitchen, with access from the bedroom. In addition to the internal rooms there is a generous amount of covered

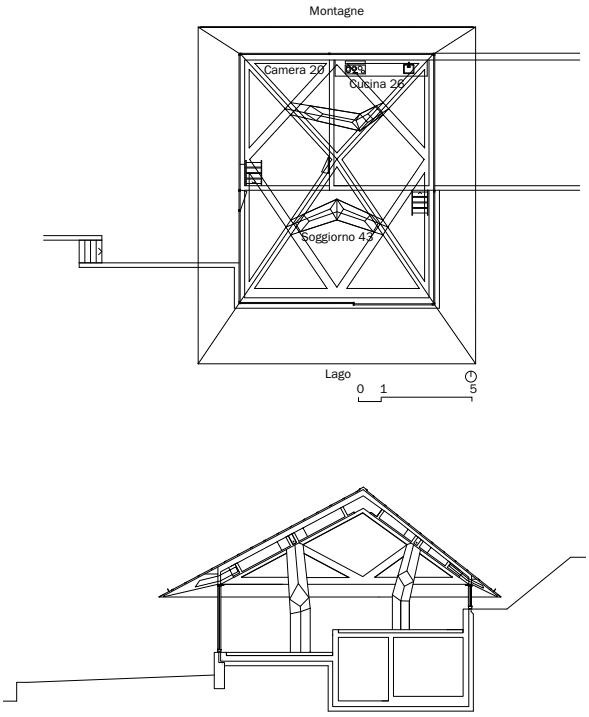


Fig. 1
Pianta e sezione sud/nord.
Plan and south/north section.

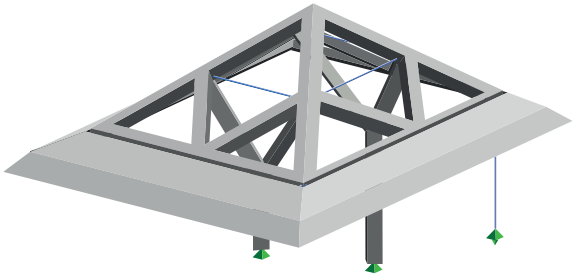


Fig. 2
Modello statico.
Static model.

Thoughts about the structure

The organisation of the internal spaces, the pitched roof and the type of load-bearing columns were taken as fundamental parameters. The structural design focused on the positioning of the pillars and the constructional aspects of the roof, presupposing that concrete would be the only construction material.
Analysis of the columns showed that an intersection of the diagonal struts too high above the ground and the asymmetrical location of the pillars would detach the flow of forces from the load-bearing structure, lead to bending stresses in the load-bearing elements and a rotation of the entire roof. To improve the structural behaviour, the pillars were placed in alignment with the roof facing the lake and in correspondence with the roof support over the kitchen facing the mountain. In the chosen configuration, three supports of the roof are fixed and the source of structural movement is confined to a single load-bearing element, the diagonal strut located above the bedroom. The rotation of the roof induced by the deformation of the pillar above the bedroom is

outdoor space, which extends asymmetrically on all four sides of the building. In addition to the unique internal design, the structure owes its appeal to the interplay resulting from the load-bearing fair-faced concrete structure, with a singular geometric richness and startling architecture, which by breaking up symmetries and varying the height of the internal spaces makes the construction work even more difficult, since the entire weight of the roof is supported by just two pillars.
Some information is given below on the structure and the design aspects involved in erecting the building.

puntone obliquo sovrastante la camera. La rotazione del tetto indotta dalla deformazione del pilastro al di sopra della camera è stata controllata mediante la precompressione del braccio inclinato del pilastro e una forza ausiliaria di bilanciamento indotta attivamente per mezzo di un tirante posto in cucina nell'angolo della facciata. L'efficacia dei provvedimenti intrapresi ha trovato ampio riscontro con la deformazione verticale misurata lungo la facciata al termine della costruzione.
Più che sugli aspetti statici, la progettazione della copertura si è focalizzata sulle problematiche costruttive determinate dal getto del calcestruzzo su superfici ob-

Fig. 3
Cassero e armatura pilastri.
Formwork and pillar reinforcement.

Fig. 4
Cassero e elementi prefabbricati copertura.
Formwork and prefabricated roofing elements.

lique con pendenze fino all'80%. In continuità con i pilastri, la struttura portante del tetto è stata ridotta a singole aste interconnesse rigidamente. La geometria di questi elementi è stata ricavata mediante pannelli prefabbricati di calcestruzzo armato di spessore minimo (6 cm) rifiniti in modo tale da fungere da cassero a perdere. Oltre a semplificare la messa in opera gli elementi prefabbricati hanno contribuito in modo sostanziale al contenimento delle imprecisioni esecutive permettendo al contempo di ridurre il peso proprio della struttura. Separata termicamente dal tetto, la gronda è stata gettata sul posto quale elemento conclusivo della costruzione.

Aspetti costruttivi

Le diverse fasi del cantiere sono descritte brevemente corredate dalle cifre essenziali che caratterizzano la costruzione.
L'edificio è stato inserito nel pendio naturale mediante uno scavo di 300 m^3 con altezza 5 m e sviluppo 15 m. Lo scavo è stato assicurato mediante calcestruzzo spruzzato e 13 ancoraggi passivi di lunghezza 8 m e resistenza 190 kN.

Committente/Owner
privato/private
Architetto/Architect
Christian Scheidegger, Zurigo
Ingegnere civile/Civil engineer
Monotti Ingegneri Consulenti SA, Locarno
Impresa di costruzione/Contractor
Melk Durrer AG, Kerns

controlled by pre-stressing of the inclined arm of the pillar and an auxiliary balancing force actively induced through a tie rod located in the kitchen in the corner of the façade. The effectiveness of the measures taken was clearly demonstrated through the vertical deformation measured along the façade when construction was completed.
More than on statical aspects, the design of the roof focused on construction problems caused by the need to cast concrete on slanting surfaces with slopes of up to 80%. In continuity with the pillars, the load-bearing structure of the roof was reduced to individual rigidly-connected rods. The shape of these elements was obtained using thin (6 cm) prefabricated reinforced concrete panels, finished so as to serve as lost formwork. In addition to simplifying the work, the prefabricated elements made a large contribution to limiting execution imprecisions, while simultaneously making it possible to reduce the weight of the structure. Thermally separate from the roof, the eaves were cast on site, as the final structural element.

Construction aspects

The various construction stages are described briefly below, together with the basic figures.
The building was inserted in the natural slope with a 300 m^3 excavation, height of 5 m and length of 15 m. The excavation was reinforced using cast concrete and 13 passive anchors with a length of

L'edificio è stato fondato su 16 pali battuti in ghisa duttile di lunghezza compresa tra 10 e 15 m e resistenza di 800 kN. La scelta di una fondazione profonda è stata determinata dalle caratteristiche del terreno, dalla particolare vicinanza al lago e dalla concentrazione dei carichi.
Lo zoccolo dell'edificio (locale tecnico e camera) è stato concepito con il sistema «vasca bianca» (iniezione dei giunti di lavoro) in calcestruzzo impermeabile faccia a vista in modo tale da resistere alla spinta del terreno e alle sollecitazioni idrostatiche relative a un' immersione di 1,75 m.
I pilastri presentano una sezione a quadrilatero concavo invariata (di 0,29 m^2 lato lago e 0,25 m^2 lato monte) sul primo tratto e rastremata nei bracci (da 0,27 a 0,20 m^2 lato lago rispettivamente da 0,23 a 0,16m^2 e da 0,25 a 0,18 m^2 lato monte). Il cassero dei pilastri è stato concepito con due lati fissi e due mobili in modo tale da favorire la posa dell'armatura disegnata in ogni singola posizione. Entrambi i pilastri sono stati messi in opera in una sola tappa mediante pompaggio di calcestruzzo tipo SCC 30/37 dal piede. Il ramo più obliquo del pilastro lato monte è stato precompresso con 2 cavi di 4 trefoli cadauno aventi testa fissa al piede del pilastro e mobile sul lato esterno della copertura. Quale tirante di bilanciamento è stata impiegata una barra Stafix M27.
Le travi portanti della copertura, ottenute mediante la posa di elementi prefabbricati su un telaio di

Fig. 5
Vista sud (© Karin Gauch, Fabien Schwartz).
South view (© Karin Gauch, Fabien Schwartz).

Fig. 6
Vista nord (© Karin Gauch, Fabien Schwartz).
North view (© Karin Gauch, Fabien Schwartz).

8 m and a capacity of 190 kN. The building has a foundation of 16 ductile cast iron piles, with lengths ranging from 10 to 15 m and a load capacity of 800 kN. The decision to opt for a deep foundation was determined by the characteristics of the ground, in particular the nearness to the lake and the concentration of the loads.
The basement (utility room and bedroom) was designed with a "white tank" system (injection of working joints) in waterproof fair-faced concrete, so as to resist the earth pressures and the hydrostatic pressures associated with a depth below the water level of 1.75 m.
The pillars have an unvarying concave quadrilateral section (0.29 m^2 lake side, 0.25 m^2 mountain side) in the first part, which tapers in the arms (from 0.27 to 0.20 m^2 lake side, from 0.23 to 0.16 m^2 and from 0.25 to 0.18 m^2 mountain side, respectively). The formwork for the pillars was designed with two fixed sides and two moveable sides, so as to facilitate the casting of the reinforcement in each individual position. Both pillars were rendered operational in a single casting, by pumping SCC 30/37 type concrete from the base. The most oblique part of the mountain-side pillar was prestressed with 2 cables of 4 strands each, with the head attached to the base of the pillar and moveable on the external side of the roof. A Stafix M27 bar was used as a balancing tie rod.
The load-bearing beams of the roof, obtained by placing prefabricated elements on a timber frame, were cast in a single operation with progressive closing of the formwork on the upper side.
The eaves were attached to the roof frame using 12 steel sections with a total weight of 2.1 t, partially covered with insulating material. Similarly to the pillars, the eaves were cast in a single operation using SCC 30/37 concrete, pumped inside a hermetically-sealed formwork.
In total, 135 m^3 of concrete was used in construction (55% for the plinth, 2% for the pillars, 24% for the roof and 19% for the eaves), as well as 28 t of reinforcement (40% for the basement, 5% for the pillars, 36% for the roof and 19% for the eaves).

legno, sono state gettate in opera in un'unica tappa con chiusura progressiva del cassero sul lato superiore.
La gronda è stata fissata al telaio della copertura mediante 12 profili in acciaio con peso complessivo di 2,1 t parzialmente rivestiti con materiale isolante. Analogamente ai pilastri, la gronda è stata messa in opera in una sola tappa con calcestruzzo tipo SCC 30/37 pompato all'interno di un cassero ermetico.
Complessivamente, per la costruzione sono stati impiegati 135 m^3 di calcestruzzo (55% nello zoccolo, 2% nei pilastri, 24% nella copertura e 19% nella gronda) e 28 t d'armatura (40% nello zoccolo, 5% nei pilastri, 36 % nella copertura e 19% nella gronda).

Conclusioni

Malgrado le modeste dimensioni, l'edificazione dell'abitazione sul lago di Sarnen ha richiesto ogni genere di lavoro specialistico del genio civile. La riuscita dell'opera è stata conseguita grazie ad un grande impegno e un rapporto di amicizia tra tutti gli addetti ai lavori.

Conclusions

Despite its modest size, the construction of the house on Sarnen Lake required the use of every type of specialist civil engineering work. The success of the work was achieved thanks to notable efforts and a friendly working relationship between all involved.

Autore/Author

Mario Monotti
Prof. Dr. sc. techn., dipl. Bauing. ETH
Monotti Ingegneri Consulenti SA
CH-6600 Locarno
mario@monotti-sa.ch

Elefantenpark «Kaeng Krachang» im Zoo Zürich – Betontragwerk
Elephant House "Kaeng Krachang" in the Zurich Zoo – Concrete structure

Fabian Persch

Einleitung

Im Frühjahr 2014 wird der Elefantenpark «Kaeng Krachang» als neue Attraktion des Zürcher Zoos für das Publikum geöffnet. Kernstück des 10 000 m² grossen Geheges ist eine kreisförmige Halle, die von einer spektakulären Holzdachkonstruktion überspannt wird. Das riesige Dach mit einer Fläche von 6000 m² und einem Durchmesser von 85 m wirkt dabei als freitragendes Schalentragwerk, dessen Lasten über einen Stahlbetonringbalken in lokale Dachfundationen abgeleitet werden. Die Geometrie des Dachs wurde mithilfe eines FE-Schalenmodells in einem statischen Formfindungsprozess schrittweise entwickelt. Mit seiner zufällig wirkenden geschwungenen Form soll es sich einerseits harmonisch in die Landschaft einfügen, gleichzeitig ist der gekrümmte Rand aber auch dem Nutzungsprogramm des Gebäudes angepasst. Die Bogenhöhen zwischen den Auflagern ergeben sich aus architektonischen Vorgaben, wie den vorgesehen Besuchereinblicken, den Höhen von Tordurchfahrten und der Grösse der Elefanten.

Als besonders komplex stellt sich der 270 m lange Ringbalken dar, der der unregelmässigen Form des Schalenrands folgt. Obwohl er Spannweiten von bis zu 40m zwischen den einzelnen Auflagerpunkten zu überbrücken hat und dabei die Durchbiegungen für die Fassadenplanung in einem engen Rahmen begrenzt bleiben müssen, soll er als filigranes, kaum sichtbares Bauteil im Dachrand integriert werden. Dieses Ziel lässt sich nur durch den Einbau von Vorspannkabeln realisieren. Die tatsächlich auftretenden Verformungen lassen sich bei diesem Prototypen im Vorfeld nicht exakt definieren, sondern nur über Sensitivitätsanalysen eingrenzen. Nicht nur planerisch, auch in der

Introduction

In spring 2014 the elephant park "Kaeng Krachang" in the Zurich Zoo will be opened as a new attraction to the public. Centrepiece of the 10,000 m² large compound is a roundish concrete hall roofed by an impressive curved wooden structure. The giant roof with an area of 6,000 m² and 85 m in diameter acts as a self-supporting shell-structure, whose loads are transferred via a reinforced concrete ring beam to the local roof foundations. The roof's geometry was incrementally developed with the aid of an FE shell model. With an irregular appearance and a flowing shape its aim is to harmoniously fit into the surrounding landscape. At the same time, the curved edge is geared to the building's utilisation concept. The rises of the arches between the supports are determined by architectural requirements, such as the planned visitors' views,

Fig. 1
Künstlerischer Entwurf (Quelle: Markus Schietsch Architekten).
Artist's impression (source: Markus Schietsch Architekten).

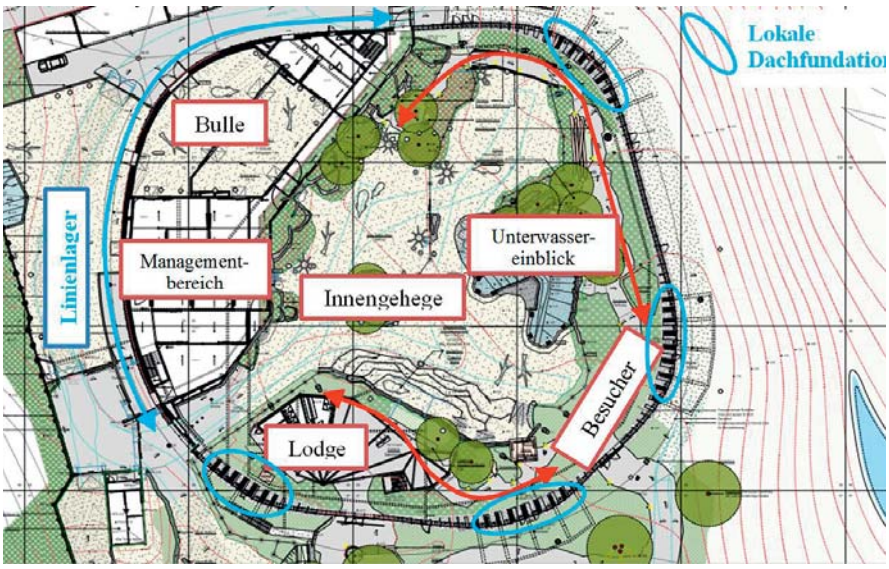


Fig. 2
Nutzungskonzept Elefantenhaus (Quelle: Walt+Galmarini).
Utilisation concept for Elefantenhaus (source: Walt+Galmarini).

clearance heights and size of elephants.
A particularly complex component of the structure is the 270 m long ring beam that follows the uneven form of the roof edge. While bridging spans of up to 40 m with only very small deflections permitted, the beam is meant to be thin and invisibly integrated in the roof. These requirements can only be met by the use of post-tensioning. Predictions of actual deflections of this prototype are difficult and can only be limited by means of sensitivity analyses.

Ausführung stellt das Betontragwerk eine grosse Herausforderung dar. So müssen grosse Teile der Bewehrung und die Vorspannkabel aufgrund der dreidimensionalen Geometrie des Bauwerks mithilfe von 3-D-Plandarstellungen mit Koordinatenangabe millimetergenau eingemessen werden.

Betontragwerk

Die Anordnung des Tragwerks ergibt sich aus den architektonischen Vorgaben für die Nutzung der Halle. Ziel bei der Tragwerks-

Not only with regard to the design but also with the execution, the concrete structure presents a major challenge. Due to the 3D geometry of the structure, large sections of the reinforcement and the post-tensioning tendons have to be measured to millimetre accuracy with the aid of 3D plans with detailed information of the coordinates.

Concrete structure

The layout of the structure is given by the architectural requirements for the utilisation of the

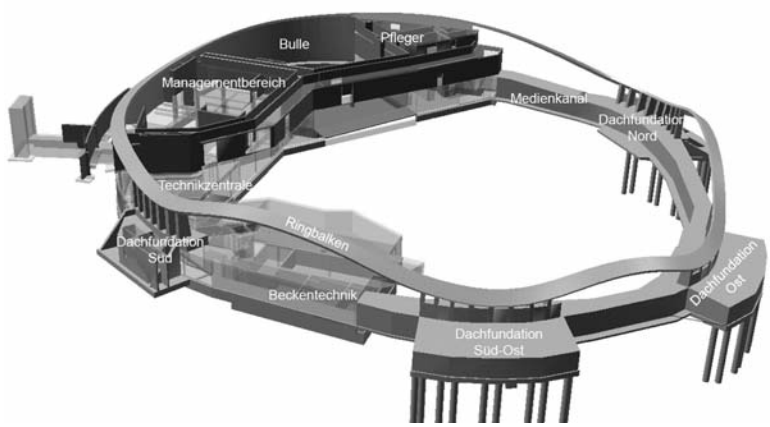


Fig. 3
Betontragwerk (Quelle: Walt+Galmarini).
Concrete structure (source: Walt+Galmarini).

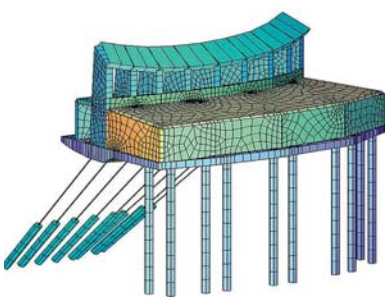


Fig. 4
Modell Dachfundation (Quelle: Walt+Galmarini).
Model roof foundation (source: Walt+Galmarini).

Fig. 5
Bewehrung einer Dachfundation mit Spannkabeln für die Wandscheiben.
Reinforcement of a roof foundation with bracing cables for the shear walls.

Fig. 6
Holzdachkonstruktion mit Wandscheiben.
Timber roof construction with shear walls.

planung war es, alle ohnehin benötigten Betonbauteile zur Abtragung der Dachlasten hinzuzuziehen und so auf zusätzliche Elemente möglichst zu verzichten. So dient beispielsweise die Aussenwand der Stallungen als lineares Auflager für den Ringbalken und die vorgesehenen Regenwasserspeicher sind als lokale Dachfundationen ausgebildet und an den unterirdisch verlaufenden Medienkanal angebunden.

Lokale Dachfundationen mit vorgespannten Wandscheiben
Die Schalenkräfte werden vom Ringbalken über vorgespannte Wandscheiben in die lokalen Dachfundationen abgetragen. Die horizontale Komponente wird dabei durch permanente Felsanker, die vertikale Komponente über Pfähle in den Untergrund abgeleitet.
Von zentraler Bedeutung für die Formstabilität des Dachs ist, dass die Wandscheiben nur geringe horizontale Verschiebungen erfahren. Jede hier auftretende Verformung hat ein Abflachen der Schale zur Folge. Daher ist jede Wandscheibe für Beanspruchungen auf Gebrauchslastniveau mit einem vertikalen Spannglied vorgespannt. Die festen Verankerungen der Drahtkabel vom Typ BBRV 3700 sind jeweils mit Körben aus schraubbarer Bewehrung millimetergenau relativ zur Bodenplatte der Fundation eingemessen. Das Betonieren der Wandscheiben erfolgt in mehreren vertikalen Etappen. Die Wandköpfe werden zusammen mit dem Ringbalken betoniert.

Ringbalken
Um die planmässigen Beanspruchungen aufnehmen zu können sowie im aussergewöhnlichen Bemessungszustand – wie beispielsweise beim Ausfall von Felsan-

building. The aim of the design was to integrate all existing concrete members of the structure for the transfer of the roof load, and thus avoid additional elements as much as possible. Thus, the exterior wall of the stables, for instance, serves as a linear bearing for the ring beam, and the planned rainwater tanks are designed as local roof foundations and connected to the underground services duct.

Local roof foundations with prestressed shear walls
The ring beam transfers the roof loads to the roof foundations, which are anchored by piles to resist the vertical load component, and by permanent rock anchors for the horizontal load component.
It is essential for the roof's stability that the shear walls only permit very small horizontal movements. Any deflection of the walls results in a flattening of the roof shell. For this reason, each shear wall is prestressed with a vertical post-tensioning tendon to the level of the live load. The fixed-end anchorages of the wire cables BBRV 3700 together with the cages with threaded reinforcement are measured to millimetre

Projektdaten/Project data

Bauherr/Owner
Zoo Zürich AG
Gesamtleitung/General direction
cga Consulting Group Aeberhard, Dättlikon
Architekt/Architect
Fischer Architekten AG, Zürich
Landschaftsarchitekt/ Landscape architect
vetschpartner Landschaftsarchitekten AG, Zürich
Bauingenieur/Civil engineer
Walt+Galmarini AG, Zürich, BlessHess AG, Luzern
Ausführung/Contractors
Landolt & Co. AG, Kleinandelfingen

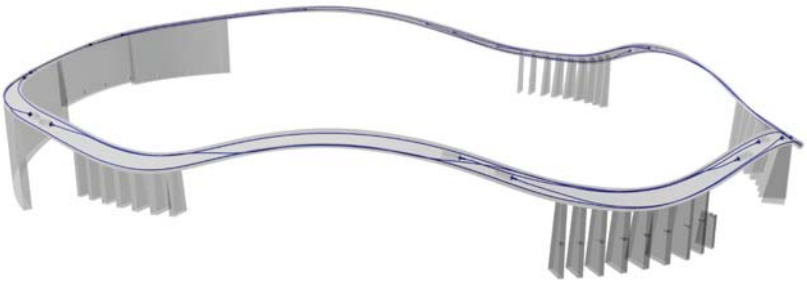


Fig. 7
Spanngliedverlauf im Ringbalken (Quelle: Walt+Galmarini).
Geometry of curved tendon in the ring beam (source: Walt+Galmarini).

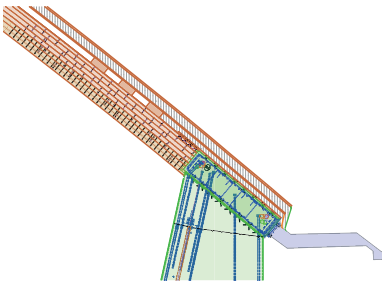


Fig. 8
Regelschnitt Ringbalken.
Standard section of ring beam.

accuracy relative to the bottom slab of the foundation. The concreting of the shear walls is carried out in several vertical stages. The tops of the walls are cast at the same time as the ring beam.

Ring beam

To withstand the design loads as well as to act as a tension flange

kern und damit der horizontalen Stützung eines Widerlagerbereichs – wie ein Zuggurt wirken zu können, ist der Ringbalken mit insgesamt neun Drahtspanngliedern vom Typ BBRV 1900 mit Längen von 70 bis 120 m und einer Vorspannkraft von jeweils 190 Tonnen vorgespannt. Die Spanngliedführung ist dabei drei-

in accidental design situations – such as the failure of rock-anchors and hence the horizontal support of an abutment zone – the ring beam is prestressed with nine type BBRV 1900 post-tensioning tendons with lengths of up to 120 m and a prestressing force of 190 t per tendon. The tendon layout is three-dimensional, i.e. the cables are arranged in such a way that, vertically, the ring beam lifts the roof in the spans, and, horizontally, is tied to the wall abutments. Two tendons are always arranged in parallel to avoid twisting of the ring beam. The position of the tendons and the prestressing niches had to be specified and measured on to millimetre accuracy. Since the tendons run over several concreting stages, the empty ducts were installed prior to concreting and the wire bundles were eventually pulled in using a winch.

Reinforcement and post-tensioning tendons were installed in a "wooden channel" that was subsequently closed with the shuttering to a "wooden pipe" and filled with self-compacting concrete. The lowest layer of the multi-layer wooden roof served as the soffit formwork and together with the upper formwork and the formwork sides was also left in the structure.

The casting of the ring was carried out in 15 stages with a weight of up to 50 t of fresh con-

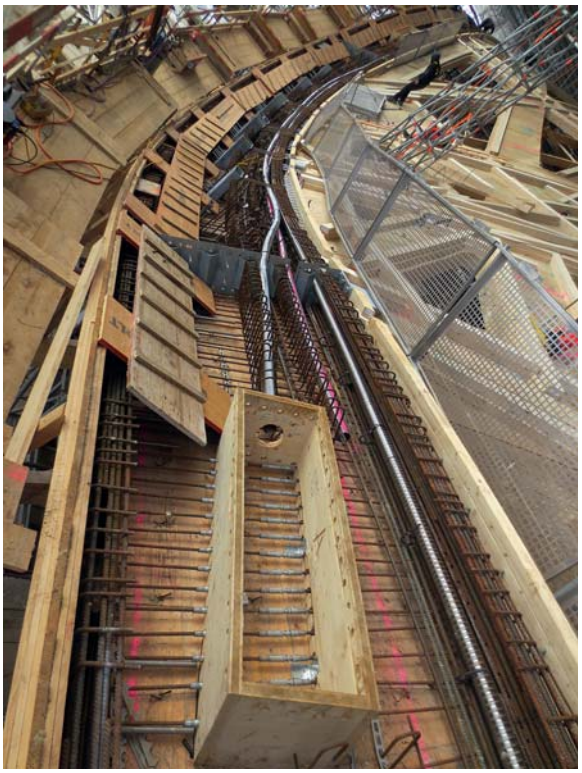


Fig. 9
Verlegte Hüllrohre und Spannnische.
Placed sheath and prestressing niche.

Fig. 10
Einziehen der Drahtbündel in vorverlegte Hüllrohre.
Pulling in the bundle of wires in the previously placed sheath.

Fig. 11
Befestigen der Konterschalung.
Fixing the upper formwork.

dimensional, d.h. die Kabel sind derart angeordnet, dass sie in vertikaler Richtung eine Dachanhebung im Feldbereich und in horizontaler Richtung ein Zusammenspannen mit den Wandscheiben bewerkstelligen. Dabei sind jeweils zwei Kabel parallel angeordnet, um eine Verdrillung des Ringbalkens zu verhindern. Die Position der Spannkabel als auch der Verankerungsnischen musste millimetergenau bestimmt und eingemessen werden. Da die Vorspannkabel über mehrere Betonierabschnitte verlaufen, wurden jeweils zuerst die leeren Hüllrohre verlegt und anschliessend die Drahtbündel mit einer Winde eingezogen.
Die Bewehrung und Vorspannung wurde in eine «Holzrinne» eingebaut, anschliessend mit einer Konterschalung zu einer «Holzröhre» geschlossen und mit selbstverdichtendem Beton (SCC) ausgefüllt. Als Bodenschalung diente dabei die unterste Lage des Mehrschichtholzdachs, und auch die Konterschalung an der Oberseite und die Randabschalungen verblieben anschliessend im Bauwerk. Das Betonieren des Rings erfolgte in 15 Etappen mit bis zu 50 Tonnen Frischbetongewicht. Aufgrund der Rezeptur erreichte der verwendete Beton vom Typ Holcim Selfpact 3716CL trotz der tiefen Aussentemperaturen bereits nach drei Tagen die zum Vorspannen benötigte Festigkeit.

crete. Due to its formula, the installed concrete Holcim Selfpact 3716CL, despite of the low temperatures, was able to achieve the necessary strength for stressing after only three days. After stressing the tendons, which was carried out in several steps, the roof that so far had been supported by falsework, was lowered, and the loads were transferred to the ring beam and the roof foundations, respectively. The deflections of the structure are monitored with fibre-glass sensors such that conclusions can be drawn as to the actual forces or moments and comparisons with the results of the calculation models can be made.

Nach dem mehrstufigen Anspannen der Kabel wurde das Dach, das bis dahin von einem Lehrgerüst gestützt wurde, abgesenkt und die Belastung auf den Ringbalken beziehungsweise die Dachfundationen übertragen. Mithilfe von Fiberglassensoren werden die Dehnungen überwacht und so Rückschlüsse auf die tatsächlich vorhandenen Kräfte und Momente gezogen und mit den Berechnungsmodellen verglichen.

Autor/Author
Fabian Persch
dipl. Bauing. FH
Stahlton AG
CH-8340 Hinwil
fabian.persch@stahlton.ch

Brücken

Ponts

Bridges

Le Pont de la Poya
The Poya bridge

Bernard Houriet, Pierre Gorgé, Sylvain Plumey, Aldo Bisetti, Jean-François Gnaegi

Introduction

Pièce maîtresse du Projet Poya qui vise à relier les quartiers du Schönberg et du Palatinat afin de désengorger le centre-ville de Fribourg, le pont de la Poya franchit la vallée de la Sarine, au-dessus de la STEP, à une hauteur d'environ 70 m. Au Nord, l'ouvrage pénètre dans un versant boisé et escarpé, jusqu'au tunnel de Palatinat. Au Sud, l'ouvrage s'incurve et s'élargit pour rejoindre le carrefour Schönberg.

La conception de l'ouvrage et son analyse structurale constituent le premier défi technique majeur du projet. Sa réalisation dans un versant de stabilité précaire côté Palatinat et le recours à des méthodes de construction novatrices constituent le deuxième enjeu principal du projet.

La portée centrale de 196 m constitue le nouveau record de portée en Suisse.

Historique

Le groupement d'ingénieurs GIPP a remporté le concours de projet du Pont de la Poya, organisé par la Ville de Fribourg, en 1989, il y a plus de 24 ans. Un premier projet d'ouvrage est déposé en 1991 sur le tracé du concours de projet. Un deuxième projet d'ouvrage est élaboré en 2008 sur un tracé sensiblement modifié, sous la direction du Service des ponts et chaussées du canton de Fribourg.

Les travaux ont débuté en automne 2009; l'achèvement du gros-œuvre a été réalisé en automne 2013.

Introduction

The centre-piece of the Poya project, which connects the suburbs of Schönberg and Palatinat in order to ease traffic congestion in the centre of the town of Fribourg, is the Poya bridge crossing the Sarine valley above the wastewater treatment plant at a height of about 70 m. To the north the structure penetrates into a side of the valley that is wooded and steep up to the Palatinat tunnel. To the south the structure curves and widens to connect with the Schönberg junction.

The design of the structure and its structural analysis form the first major challenge of the project. To achieve this in the case of a hillside with precarious stability on the Palatinat side and the recourse to innovative methods of construction is the second major challenge of the project.

The central span of 196 m is a new record for a span in Switzerland.

History

In 1989, the GIPP joint venture of engineers won the competition for the Poya bridge project organised by the town of Fribourg, more than 24 years ago. An initial design for the structure was submitted in 1991 as the competi-

Géologie

Le toit de la molasse saine, essentiellement gréseuse et de bonne capacité portante, affleure sous l'ensemble de l'ouvrage, à une profondeur comprise entre 0 et 16 m. Côté Palatinat, la molasse saine est recouverte d'alluvions interglaciaires et de moraine ainsi que d'éboulis de pente et de molasse altérée. Des alluvions interglaciaires, fluvioglaciaires et glaciolacustres ainsi que des éboulis de pente et de la molasse altérée sont présents côté Schönberg.

Le fond de la vallée est recouvert par des alluvions de la Sarine et des remblais. Les couches superficielles des versants inclinés présentent une stabilité précaire, aussi bien côté Palatinat que côté Schönberg.

Conception générale de l'ouvrage

D'une longueur totale de 851,6 m, l'ouvrage avec tablier en structure

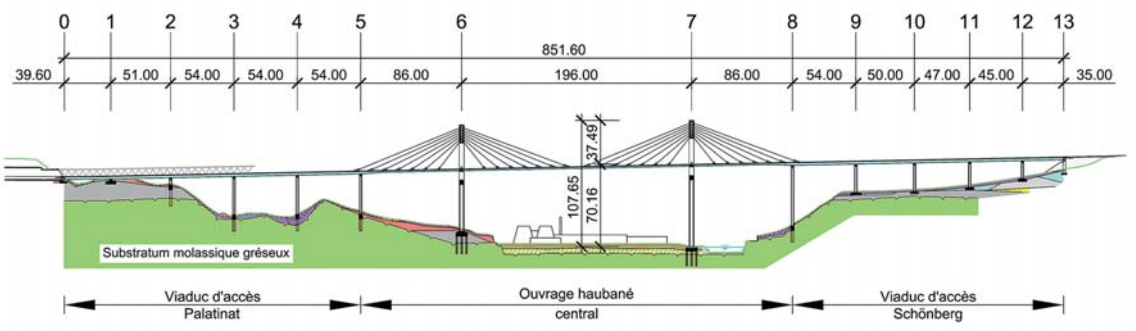


Fig. 1
Coupe longitudinale de l'ouvrage et profil géologique.
Longitudinal section of the structure and geological profile.

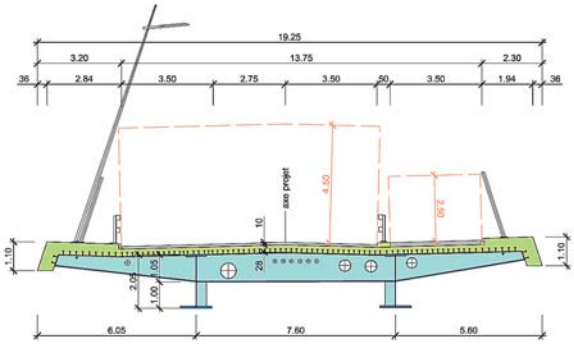


Fig. 2
Tablier, section transversale des viaducs d'accès.
Bridge floor, transverse section of the access viaducts.

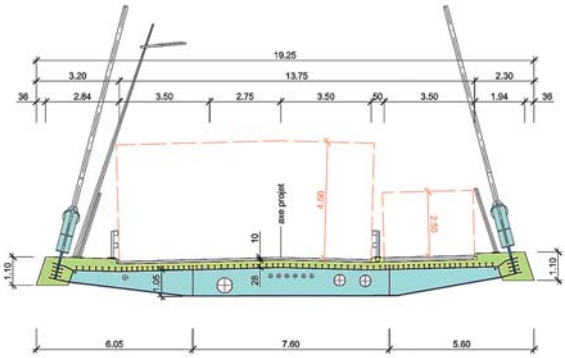


Fig. 3
Tablier, section transversale de la zone haubanée.
Bridge floor, transverse section of the cable-stayed zone.

tion for the project. A second design for the structure was prepared in 2008 as the project progressed in a way that was significantly modified under the direction of the Highways and Bridges Department of Canton Fribourg.
Work started in the autumn of 2009, and this large project was completed in 2013.

Geology

The upper part of the sound molasse, essentially sandstone with a good load-carrying capacity, rises almost to ground level under the whole structure, at a depth of between 0 and 16 m. On the Palatinat side the sound molasse is covered with interglacial alluvial deposits as well as some boulder scree and some altered molasse. Interglacial alluvial, fluvioglacial and glaciolacustrine deposits as well as some boulder scree and some weathered molasse are present on the Schönberg side.
The bottom of the valley is covered by alluvial deposits from the Sarine river with some outcropping rocks. The surface layers of the inclined sides have a precarious stability, both on the Palatinat side and on the Schönberg side.

General design of the structure

With a total length of 851.6 m the civil engineering structure with a bridge deck made of a mixed steel-concrete design includes the following three distinct parts (Fig.1):

mixte acier-béton comprend les trois parties distinctes suivantes (Fig. 1):

- Le viaduc d'accès Palatinat de 252,6 m de longueur, essentiellement réalisé par lancement préalable de l'ossature métallique.
- Le viaduc d'accès Schönberg de 231 m de longueur, réalisé par pose conventionnelle de l'ossature métallique.
- L'ouvrage haubané central de 368 m de longueur, muni d'une suspension latérale en semi-harpe, réalisé par encorbellement haubané.

Tablier

L'ensemble du tablier est conçu en ossature mixte acier-béton avec des entretoises métalliques de forme trapézoïdale de 1,05 m de hauteur maximale, espacées de 6,0 m. Deux poutres maîtresses composées soudées à âme pleine de 2,05 m de hauteur sont adoptées dans les viaducs d'accès (Fig. 2). La hauteur des deux poutres maîtresses est réduite linéairement de 2,05 m à 1,05 m au droit des piles 5 et 8 adjacentes à la zone haubanée. Deux poutres latérales composées soudées à âme pleine inclinée complètent l'ossature métallique en grille de poutre dans la zone haubanée (Fig. 3).

Système statique

Le système statique de l'ouvrage est flottant sur 851,6 m de longueur en phase d'exploitation. Le

- The 252.6 m long Palatinat access viaduct was basically constructed by previously launching the steel framework.
- The 231 m long Schönberg access viaduct was basically constructed by conventional use of falsework.
- The 368 m long central cable-stayed structure of the semi-harp type, also providing lateral bracing.

Bridge deck

The bridge deck was designed as a composite steel-concrete unit with steel crossbrackets of trapezoidal shape 1.05 m maximum height, spaced at 6.0 m. Two main girders welded with a plain web 2.05 m high were used in the access viaducts (Fig. 2). The height of the two main girders is reduced linearly from 2.05 m to 1.05 m from piers 5 and 8 adjacent to the cable-stayed zone. Two lateral girders welded with an inclined web complete the steel deck grillage in the cable-stayed zone (Fig.3).

Structural system

The structural system is a floating system over a length of 851.6 m in the operational phase. The bridge floor is provisionally supported at the two abutments in the longitudinal direction during the erection phases. Pylons 6 and 7 are connected monolithically to the bridge deck and ensure the longitudinal stability of the structure when it is in use. The flexible piers

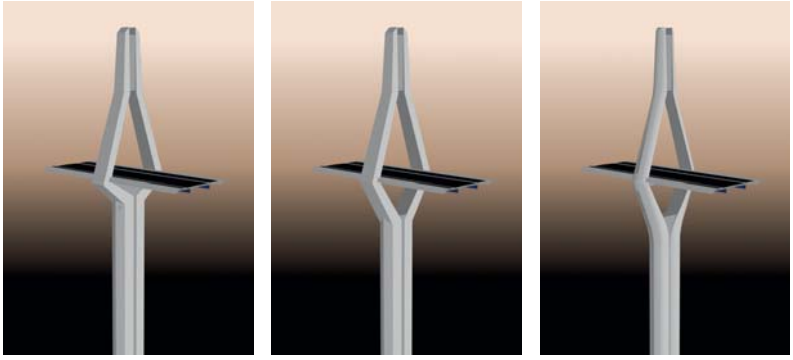


Fig. 4
Mâts, étude de variantes.
Pylons, study of the variants.

tablier est bloqué provisoirement aux deux culées dans le sens longitudinal pendant les phases de montage. Les mâts 6 et 7 sont liés monolithiquement au tablier et assurent la stabilité longitudinale de l'ouvrage en phase d'exploitation. Les piles souples 3, 4, 5 et 8 sont connectées longitudinalement au tablier; toutes les piles sont liées transversalement au tablier par l'un des deux appuis. Deux appuis pots mobiles en tous sens et un appui de guidage lon-

3, 4, 5 and 8 are connected longitudinally to the bridge deck; all the piers are connected transversely to the bridge floor by one of the two bearings. Two pot bearings free to move in all directions and one bearing for longitudinal

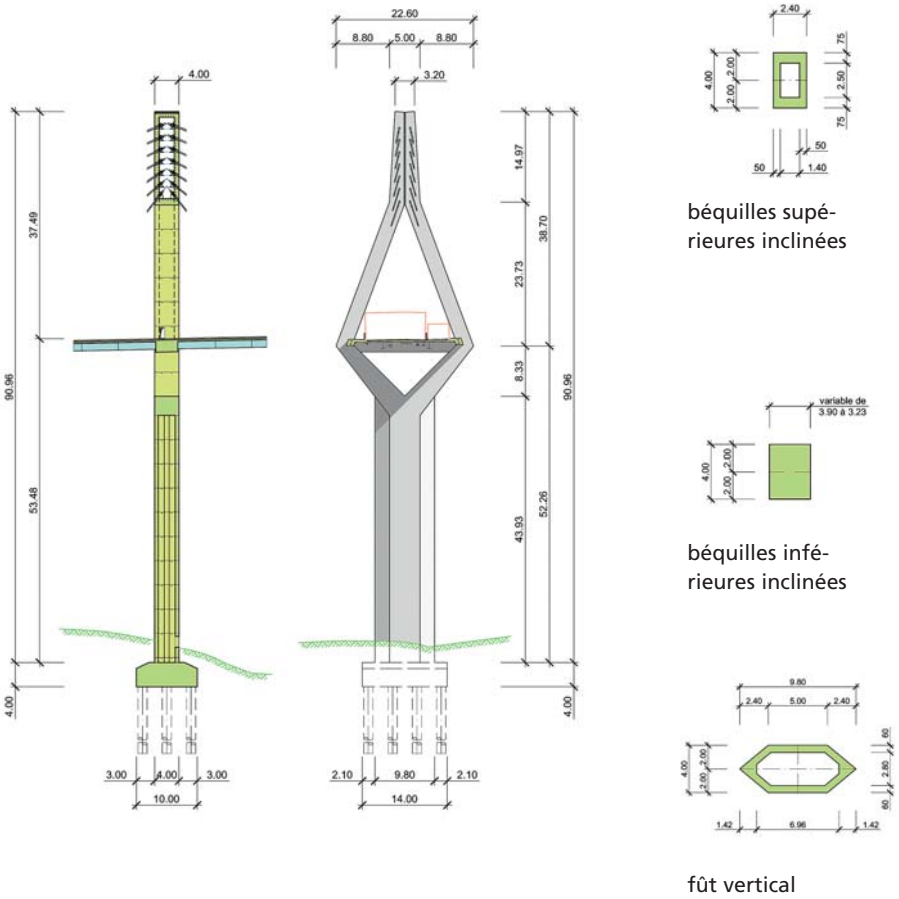


Fig. 5
Mât 6, coupe longitudinale, élévation et sections transversales.
Pylon 6, longitudinal section, elevations and transverse sections.

guiding are provided at abutments 0 and 13.

Bracing

The bracing (cable-stays) of each cantilever beam section consists of two lateral planes in semi-harps of 2 x 7 cables (bracing in umbrella). The 7 cables are made up of 2 x 31, 3 x 37, and 2 x 55 strands of 150 mm^2 of nominal section provided with an individual triple protection against corrosion:

- The strands are formed of 7 galvanised wires.
- The strands are fitted with an individual protective sheath made of high density polyethylene.
- The wires are protected by wax inside the individual sheath.

The strands are installed individually and tension is applied using the so-called "isotension procedure", which enables a uniform tension to be obtained in all the strands of the same cable. This design drastically reduces the lifting requirement necessary and simplifies both the fitting of the cables and their possible replacement in the maintenance schedule of the structure.

The fixed anchoring of the cables is situated at the level of the bridge floor. The mobile anchorage and the tensioning are achieved in the pylons, inside the steel framework accessible from the bridge deck.

Foundations

Piers 2 to 5 and 8 are founded in the sound molasse by means of 2 shafts with a full section of 2.4 m nominal diameter. Piers 6 and 7 are also founded in the sound molasse with the aid of 12 driven steel tube piles of 1.5 m nominal diameter. Piers 1 and 9 to 12 as well as the abutments are founded on unconsolidated ground on foundation slabs.

Pylons

The structural and architectural design of the pylons was the subject of a detailed analysis, supported by numerous variants (Fig. 4). The idea of the bridge deck passing through a pylon with a diamond (lozenge) shape, which was the symbol of the solution registered during the competition for the project in 1989, was retained with the following adaptations:

- The shapes have been improved and simplified by the removal of the majority of the grooves initially planned.
- The use of an enlarged vertical shaft of hexagonal shape enabled the transition and the cohesion between the vertical shaft of great height and the upper lozenge to be improved (Fig. 5).

Models for calculation and structural analysis

The overall structural analysis in the assembly and operational phases has been done with the aid of a computational model with 3D frame members (Fig. 6). The structural behaviour of the bridge deck, the steel construction and the anchorages was assessed using global and local shell models (Fig. 7 and 8). The structural design of the pylons is dictated by the loading in the operational phase. Some stabilisation measures are required in the erection phase to resist the loading during erection due to the wind and to the asymmetric concreting of the running surface (Figs. 9 and 10).

Erection procedure, progress of the work

Excavations and foundations

The important excavation on the Palatinat side as well as the excavations of piers 2 to 5 and 8 was carried out in the sloping ground with precarious stability by means of walls anchored and pinned.

gitudinal sont prévus aux culées 0 et 13.

Haubanage

Le haubanage de chaque fléau est constitué de deux nappes latérales en semi-harpes de 2 x 7 haubans (haubanage en parapluie).

Les 7 haubans sont constitués de 2 x 31, 3 x 37 et 2 x 55 torons de 150 mm^2 de section nominale pourvus d'une triple protection individuelle contre la corrosion:

- Les torons sont constitués de 7 fils galvanisés.
- Les torons sont munis d'une gaine de protection individuelle en polyéthylène à haute densité.
- Les fils sont protégés par une cire à l'intérieur de la gaine individuelle.

Les torons sont mis en place individuellement et mis en tension selon le procédé d'isotension qui permet d'obtenir une tension uniforme dans tous les torons d'un même hauban. Ce concept réduit drastiquement les moyens de levage nécessaires et simplifie aussi bien le montage des haubans que leur remplacement éventuel, dans le cadre du plan d'entretien de l'ouvrage.

L'ancrage fixe des haubans est situé au niveau du tablier. L'ancrage mobile et la mise en tension sont réalisés dans les mâts, à l'intérieur d'une ossature métallique accessible depuis le tablier.

Fondations

Les piles 2 à 5 et 8 sont fondées dans la molasse saine au moyen de 2 puits de section pleine de 2,4 m de diamètre nominal. Les mâts 6 et 7 sont également fondés dans la molasse saine à l'aide

Owner
State of Fribourg, Bridges and Highways Department
Agents
Project: GIPP by GVH Tramelan SA
DLT: MPP by GVH Tramelan SA
Contractors
Implenia Constructions SA, Grisoni-Zaugg SA, Routes Modernes SA
Sub-contractors
ZM SA (steel construction), Freyssinet SA (cables and prestressing), Mageba SA (bearings and expansion joints)

Maître d'ouvrage
Etat de Fribourg, Service des ponts et chaussées
Mandataires
Projet: GIPP par GVH Tramelan SA
DLT: MPP par GVH Tramelan SA
Entreprises
Implenia Constructions SA, Grisoni-Zaugg SA, Routes Modernes SA
Sous-traitants
ZM SA (construction métallique), Freyssinet SA (haubans et précontrainte), Mageba SA (appuis et joints de chaussée)

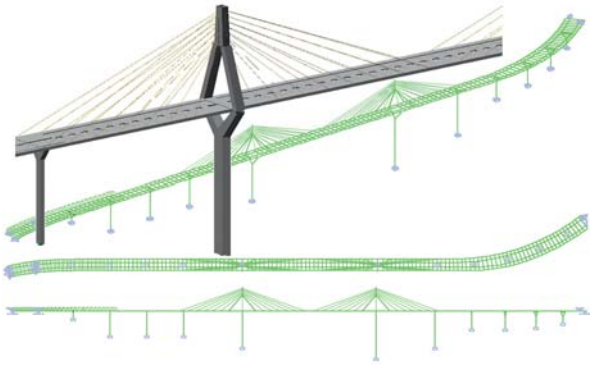


Fig. 6
Modèle de calcul barres 3D (logiciel Statik5).
Model of 3D calculation with frame members (Statik5 software).

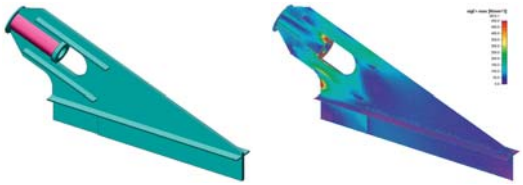


Fig. 7
Haubans, ancrages fixes, analyse des contraintes.
Cables, fixed anchorages, analysis of the stresses.

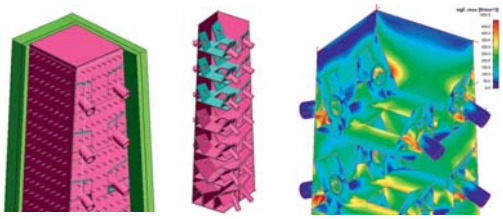


Fig. 8
Haubans, ancrages mobiles, analyse des contraintes.
Cables, mobile anchorages, analysis of the stresses.

de 12 pieux forés tubés de 1,5 m de diamètre nominal. Les piles 1 et 9 à 12 ainsi que les culées sont fondées en terrain meuble sur semelles superficielles.

Mâts

La conception structurale et architecturale des mâts a fait l'objet d'une analyse détaillée, étayée par de nombreuses variantes (Fig. 4). Le concept de franchissement du tablier au travers d'un mât en forme de losange, qui constituait le symbole de la solution déposée lors du concours de projet de 1989, a été conservé avec les adaptations suivantes:

– Les formes ont été épurées et simplifiées par la suppression de la plupart des rainures initialement prévues.
– Le recours à un fût vertical élargi de forme hexagonale a permis d'améliorer la transition et la cohérence entre le fût vertical de grande hauteur et le losange supérieur (Fig. 5).

The excavation of pylon 6 was also done with the help of a pinned wall; an enclosure of watertight sheet piles was required for the excavation of pylon 7 situated on the bank of the Sarine.

Piers and pylons

The vertical shaft of hollow hexagonal section of the piers and pylons was executed by means of climbing formwork with steps of between 3.3 and 4.2 m. The head of the piers of triangular shape and the upper part of the pylons of diamond shape necessitated some special shoring and stabilisation measures (Fig. 11).
The vertical reinforcement of the piers and the pylons was basically

Modèles de calcul et analyse structurale

L'analyse structurale globale en phases de montage et d'exploitation a été menée à l'aide d'un modèle barres 3D (Fig. 6). Le comportement structural du tablier, de l'ossature métallique et des ancrages a été évalué au moyen de modèles coques globaux et locaux (Fig. 7 et 8).
La conception structurale des mâts est dictée par les sollicitations en phase d'exploitation. Des mesures de stabilisation sont requises en phase de montage pour couvrir les sollicitations au montage dues au vent et au bétonnage asymétrique de la dalle de roulement (Fig. 9 et 10).

Procédé de montage, déroulement des travaux

Fouilles et fondations

L'importante fouille Palatinat ainsi que les fouilles des piles 2 à 5 et 8 ont été réalisées dans des versants de stabilité précaire au moyen de parois ancrées et clouées.
La fouille du mât 6 a également été réalisée à l'aide d'une paroi clouée; une enceinte de palplanches étanche a été requise pour la fouille du mât 7 situé sur la berge de la Sarine.

Piles et mâts

Le fût vertical de section hexagonale creuse des piles et des mâts a été réalisé aux moyen de coffrages grimpants avec des étapes comprises entre 3,3 et 4,2 m. La tête des piles de forme triangulaire et la partie supérieure des mâts en forme de losange ont nécessité des mesures d'étayage et de stabilisation particulières (Fig. 11).
L'armature verticale des piles et des mâts a été essentiellement conçue à l'aide de cages préfabriquées munies d'étriers fermés. L'entretoise des mâts est pourvue

Fig. 9
Stabilisation verticale provisoire du fléau 6.
Provisional vertical stabilisation of beam 6.

designed with the help of prefabricated cages fitted with closed stirrups. The crosspiece of the pylons is provided with a light parabolic prestress exerted by 16 cables of 19, T15 strands.

Access viaduct
The launching of the rectangular steel framework on the Palatinat side was carried out without provisional bracing of the slender piers 3 to 5, by means of a nose end fitted with a lifting device to rest on the piers (Fig. 12).

d'une précontrainte légèrement parabolique constituée de 16 câbles de 19 torons T15.

Viaduc d'accès
Le lancement de la zone rectiligne de l'ossature métallique côté Palatinat a été réalisé sans haubanage provisoire des piles élancées 3 à 5, au moyen d'un avant-bec muni d'un dispositif de relevage pour accoster les piles (Fig. 12).
Côté Schönberg, l'ossature métallique a été posée à l'aide de grues mobiles et d'appuis provisoires

On the Schönberg side, the falsework was placed with the help of mobile cranes and provisional bearings fixed at the top of the piers.
The concreting of the running surface was carried out in steps of 12 m in a single phase on the Palatinat side and in two phases on the Schönberg side.

Cable-stayed zone
The assembly of a step 12 m long of the braced corbel was broken down into the following phases:

Fig. 10
Stabilisation diagonale provisoire du fléau 7.
Provisional diagonal stabilisation of beam 7.

Fig. 11
Montage des mâts 6 et 7.
Assembly of pylons 6 and 7.

Fig. 12
Ossature métallique Palatinat mise en œuvre par lancement.
Palatinat side: steel framework for the balanced cantilever method.

fixés en tête des piles. Le bétonnage de la dalle de roulement a été réalisé par étapes de 12 m en une seule phase côté Palatinat et en deux phases côté Schönberg.

Zone haubanée

Le montage d'une étape type de 12 m de longueur de l'encorbellement haubané a été dissocié selon les phases suivantes:

- Pose asymétrique (par rapport au mât) d'une étape d'ossature métallique.
- Montage et première mise en tension asymétriques des 4 haubans.
- Bétonnage asymétrique de la dalle de roulement.
- Eventuellement deuxième mise en tension des haubans.
- Déplacement des outils (plateforme de travail et poutre de lancement de l'ossature métallique).

L'évolution prévisionnelle des flèches a été comparée à l'évolution effective au terme de chaque phase; des mesures correctives ont été prises si les écarts étaient significatifs. Le montage des deux fléaux était dicté par le souci de suivre au mieux la nivelette théorique finale de l'ouvrage avec la structure du tablier. Après la pose du revêtement, une flèche d'environ −30 cm a été obtenue en travée principale.

Une troisième mise en tension des haubans a permis ensuite d'imposer une contreflèche finale d'environ +20 cm lors du réglage final.

- Placed asymmetrically (with respect to the pylon) of a concreting step with the aid of travelling formwork.
- Fitting and first application in asymmetric tension of the 4 cables.
- Asymmetric concreting of the running surface.
- Possible second application of tension in the cables.
- Transfer of the equipment (working platform and launch beam of the steel framework).

The predicted change in the flexural deflection was compared to the effective long-term change in each phase; some corrective measures were taken if the deviations were significant. The casting of the two beams was dictated by the problem of monitoring at least the final theoretical level of the structure with the bridge deck. After placing the road surface, a deflection of about 30 cm was obtained in the main span.

A third placing with the cables in tension then imposed a final camber of about +20 cm during the final levelling.

Cost of the structure

The final cost of the structure, without the Palatinat excavation and noise protection, reached the following values:

- Total cost (excluding tax): 55.4 million Swiss francs
- Bridge floor area: 16,940 m^2
- Mean specific cost (excluding tax): 3,270 Swiss francs/m^2.

Coût de l'ouvrage

Le coût final de l'ouvrage, sans la fouille Palatinat et la couverture antibruit Palatinat, atteint les valeurs suivantes:

- coût total (HT): 55,4 mio. CHF
- aire du tablier: 16 940 m^2
- coût spécifique moyen (HT): 3270 CHF/m^2.

Auteurs/Authors

Bernard Houriet
Dr ès sc. techn., ing. civil dipl. EPFZ SIA

Pierre Gorgé
ing. civil dipl. EPFZ SIA

Sylvain Plumey
Dr ès sc. techn., ing. civil dipl. EPFL SIA

Aldo Bisetti
ing. civil dipl. EPFZ SIA

Jean-François Gnaegi
ing. civil dipl. EPFZ SIA

GVH Tramelan SA
CH-2720 Tramelan
tramelan@gvh.ch

Ersatz Steinbachviadukt – neue Brücke über den Sihlsee
Replacement of Steinbach Viaduct – new bridge over the Sihlsee Reservoir

Walter Kaufmann

Einleitung

Der bestehende im, Zuge der Anlage des Stausees 1935/36 erstellte Steinbachviadukt entspricht den heutigen Anforderungen nicht mehr und verursacht einen hohen Unterhaltsaufwand. Um eine optimale Lösung für den in technischer und gestalterischer Hinsicht anspruchsvollen Ersatzneubau zu finden, wurde 2006/07 ein zweistufiger Projektwettbewerb durchgeführt, aus dem das in diesem Beitrag beschriebene Projekt ALBA als Siegerprojekt hervorging.

Situation

Der neue Steinbachviadukt überquert den Sihlsee unmittelbar oberwasserseitig des bestehenden Viadukts. Der insgesamt 13,00 m breite Überbau verläuft bei hohem Seespiegel nur wenig über dem Wasser. Die Fahrbahn ist im Aufriss leicht überhöht, mit einem Freibord – bei Normalkote des Sees – von ca. 2,70 m an den Brückenenden und ca. 4,40 m in Seemitte. Die nutzbare Brückenbreite von 11,60 m ist mit einer Leitschranke in eine Verkehrsfläche (2 Fahrstreifen, 1 Radstreifen) und einen abgetrennten Rad-/Gehweg aufgeteilt.

Die weithin sichtbare Querung des Sees in geringer Höhe und die Lage im Naherholungsgebiet stellen hohe Ansprüche an das Erscheinungsbild. Die neue Brücke soll schlicht sein und sich harmonisch in die prägnante Landschaft einfügen.

Der Baugrund ist schlecht tragfähig und sehr weich, mit setzungsempfindlichen Seeablagerungen bis in über 100 m Tiefe. Zudem treten weiträumige Konsolidationssetzungen infolge des nahen Schuttkegels des Steinbachs auf. Dem Fundationskonzept kommt daher eine entscheidende Rolle zu. Grundsätzlich ist eine möglichst leichte Brücke anzustreben, ohne jedoch die Robustheit und Dauerhaftigkeit des Bauwerks zu beeinträchtigen.

Um den Betrieb des Kraftwerks nicht einzuschränken, darf die Brücke den Pegelstand des Sees nicht beeinflussen und muss mit saisonalen Wasserspiegelschwankungen bis zu 8 m erstellt werden. Zudem sind temporäre Schüttun-

Introduction

The existing Steinbach Viaduct, built at the time of the Sihlsee reservoir construction, is no longer adequate to cope with today's requirements and involves high maintenance costs. In order to find the best possible solution for the technically and aesthetically challenging task of replacing the bridge, a two-stage design competition took place in 2006/07. The project ALBA was the winning design. The project details are presented here.

Situation

The new Steinbach Viaduct crosses the Sihlsee reservoir immediately upstream of the existing viaduct. The superstructure, with an overall width of 13.00 m, is only just above above the waterline at high reservoir levels. The deck is slightly curved in elevation, with vertical clearances – at normal water level – of about 2.70 m at the abutments and 4.40 m in the middle of the lake, The net deck width of 11.60 m is split up by means of a crash barrier into two traffic lanes with an integrated

Fig. 1
Übersichtsfoto im Winter 2013.
Overview in the winter of 2013.

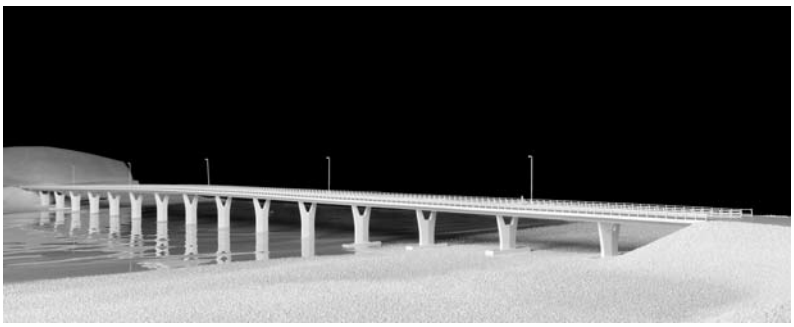


Fig. 2
Modellfoto des Wettbewerbsprojekts bei tiefem Seespiegel.
Model photo of competition project at low water level.

Project data

Owner
Canton Schwyz, Civil Engineering Office, Etzelwerk AG (SBB)
Design and Construction Supervision
dsp Ingenieure & Planer AG, Greifensee (lead management); F. Preisig AG, Zurich; Spataro Petoud Partner SA, Bellinzona; Fellmann Geotechnik, Lucerne; Feddersen & Klostermann, Zurich
Contractors
Implenia Bau, Zurich; KIBAG, Zurich; F.lli Somaini, Grono; Muttoni, Faido

Technical Data
Construction period: 2011–2014
Construction costs: approx. CHF 28 million
Bridge length: 441.0 m (excluding abutments)
Bridge width: 13.0 m
Girder depth: 1.50 m
Height above lake bottom: max. ca. 14 m

Quantities

Concrete	approx. 4000 m^3
Formwork	approx. 11 200 m^2
Reinforcement	approx. 760 t
Post-tensioning strands	approx. 30 t
Excavation	approx. 4400 m^3
Dams / landfill	approx. 20 000 m^3
Sheet piles	approx. 7000 m^2
Pile foundation	approx. 9 km piles Ø 45 cm

bike lane and a dedicated lane for pedestrians and bicycles.
The largely visible crossing over the lake with little vertical clearance, and its location in a recreational area pose high demands on the appearance of the new viaduct. The new bridge should be unpretentious and fit harmoniously into the dominant surrounding landscape.
The subsoil, with soft lacustrine sediments up to 100 m in depth, has a very low load bearing capacity and is sensitive to settlements. Furthermore, extensive consolidation settlements caused by the alluvial deposits of the Steinbach creek are observed in the surrounding areas. Hence, the choice of the foundation system is essential. The bridge should be as light as possible, but without affecting its robustness and durability.
In order to avoid restrictions to the operation of the hydropower station, the bridge must be built without influencing the level of the reservoir, which exhibits seasonal water level fluctuations of up to 8 m. In addition, temporary dams in the lake are inadmissible due to the need to protect the environment and nature. Furthermore, it has to be taken into account that during the winter the lake may be frozen for several months, and only a very limited amount of work can be carried out from the existing viaduct.

Conceptual Design

Structural System

The new Steinbach Viaduct is a multi-span continuous prestressed concrete bridge with a constant, lightweight open cross-section. The total length of the bridge is 441.0 m, with spans of 21.0 + 14 · 28.5 + 21.0 m. The bridge deck, the piers and the abutments are made of reinforced concrete. The foundation consists of friction piles acting as a floating pile foundation system in the lacustrine sediments.
The relatively short normal span facilitates the construction of the superstructure by using a launching-girder running underneath the deck, without intermediate supports. Furthermore, it enables a very slender superstructure, to give the impression of an unpretentious, elegant strip over the water even at high water levels.
In order to achieve high durability and minimum maintenance, all piers are monolithically connected to the bridge deck. At the abutments, the superstructure rests on longitudinally movable bearings. Hence, the bearing system is floating, resulting in low natural frequencies with correspondingly reduced earthquake

gen im Seebereich aus Gründen des Natur- und Umweltschutzes unzulässig. Weiter ist zu beachten, dass der See je nach Verlauf des Winters während mehrerer Monate gefroren ist und Arbeiten ab dem parallel verlaufenden, bestehenden Viadukt nur in sehr begrenztem Umfang möglich sind.

Tragwerkskonzept

Gesamtsystem

Der neue Steinbachviadukt wurde als mehrfeldrige Spannbetonbrücke mit einem konstanten, leichten offenen Querschnitt konzipiert. Ihre Gesamtlänge beträgt 441,0 m, mit Spannweiten von 21,0 + 14 · 28,5 + 21,0 m. Überbau, Pfeiler und Widerlager werden in bewehrtem Beton ausgeführt. Die Fundation erfolgt mit schwimmenden Pfählen in den Seeablagerungen.
Dank der verhältnismässig geringen Regelspannweite kann der Überbau mit einem untenliegenden Vorschubgerüst ohne Zwischenabstützungen erstellt werden. Zudem ist damit ein schlanker Überbau möglich, womit die Brücke auch bei vollem See als schlichtes, elegantes Band über dem Wasser zur Geltung kommt. Um eine hohe Dauerhaftigkeit mit minimalem Unterhaltsaufwand sicherzustellen, werden sämtliche Pfeiler monolithisch mit dem Überbau verbunden. Lediglich bei den Widerlagern wird der Überbau in Längsrichtung verschieblich gelagert. Die Brücke ist somit schwimmend gelagert, was tiefe Eigenfrequenzen nach sich zieht und sich günstig auf die

Projektdaten

Bauherr
Tiefbauamt Kanton Schwyz, Etzelwerk AG (SBB)
Projekt und Bauleitung
dsp Ingenieure & Planer AG, Greifensee (Federführung); F. Preisig AG, Zürich; Spataro Petoud Partner SA, Bellinzona; Fellmann Geotechnik, Luzern; Feddersen & Klostermann, Zürich
Bauausführung
Implenia Bau, Zürich; KIBAG, Zürich; F.lli Somaini, Grono; Muttoni, Faido

Technische Daten
Bauzeit: 2011–2014
Baukosten: ca. CHF 28 Mio.
Brückenlänge: 441,0 m (exkl. Widerlager)
Brückenbreite: 13,0 m
Trägerhöhe: 1,50 m
Höhe über Seegrund: max. ca. 14 m

Hauptmassen

Beton	ca. 4000 m^3
Schalung	ca. 11 200 m^2
Bewehrungsstahl	ca. 760 t
Vorspannkabel	ca. 30 t
Aushub	ca. 4400 m^3
Dämme/ Aufschüttungen	ca. 20 000 m^3
Spundwände	ca. 7000 m^2
Pfahlfundation	ca. 9 km Pfähle Ø45 cm

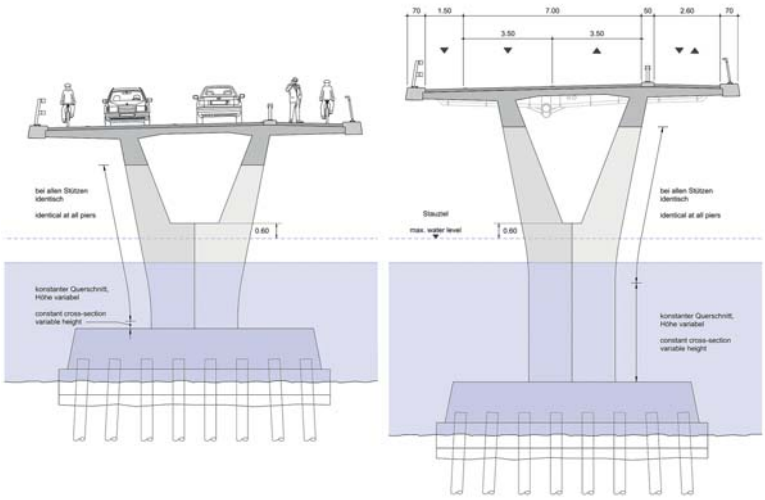


Fig. 3
Querschnitt und Pfeilergeometrie (niedrigster und höchster Pfeiler).
Cross-section and pier geometry (lowest and highest pier).

Erdbebenbeanspruchung auswirkt. Horizontalkräfte werden durch den Brückenüberbau auf alle Pfeiler verteilt und von diesen gemeinsam aufgenommen.
Aufgrund der monolithischen Verbindung mit dem Überbau müssen die kurzen Pfeiler in Widerlagernähe grosse Kopfverschiebungen aufnehmen. Daher werden die Pfeiler und die Fundation horizontal gezielt nachgiebig ausgebildet. Um den Einfluss des in dieser Hinsicht günstigen, weichen Baugrunds abzuschätzen, erfolgten die Berechnungen mit oberen und unteren Werten der Baugrundsteifigkeit [1].

Überbau

Der Überbau besteht aus einem leichten, zweistegigen Plattenbalkenquerschnitt mit einer Konstruktionshöhe von 1,50 m und beidseitigen Kragplatten von je 2,80 m. Seine Form wurde in Anlehnung an die statischen Erfordernisse entwickelt und hinsichtlich Bauablauf und Gestaltung optimiert.

actions. Horizontal loads are distributed by the horizontally stiff bridge deck and jointly resisted by all piers.
Due to their monolithic connection to the bridge deck, the short piers near the abutments must withstand large imposed displacements at their top ends. Hence, the piers and the foundation are designed to be horizontally flexible. In order to estimate the influence of the soft subsoil, which is favourable in this respect, calculations were carried out using both upper and lower bound values of the soil stiffness [1].

Superstructure

The superstructure consists of a lightweight twin-webbed T-beam cross-section with a depth of 1.50 m and 2.80 m long cantilevers on each side. Its shape was developed from the static requirements and optimised with regard to aesthetic considerations and the erection procedure.
The cross-section is constant over the entire bridge length, without diaphragms or transverse frames, in order to facilitate an optimal use of the launching-girder. Similar to the bridges of the Saas bypass [2], the webs are slightly inclined to the inside while widening towards their bottom ends, which guarantees the width required for the compression zone in the regions of hogging moments.

Der Querschnitt ist durchgehend konstant, ohne Querträger oder Rippen, um einen optimalen Einsatz des Vorschubgerüsts zu gewährleisten. Die Stege sind – ähnlich wie bei den Brücken der Umfahrung Saas [2] – leicht nach innen geneigt und weiten sich gegen unten auf, sodass genügend Breite für die Druckzone im Bereich negativer Momente zur Verfügung steht.
Während die Pfahlfundation selbst nur sehr kleine Setzungen erfährt, sind aufgrund der weiträumigen Konsolidation Setzungsdifferenzen zwischen benachbarten Pfeilern von ca. 2 cm zu erwarten. Aufgrund der bestehenden Unsicherheiten wird die Vorspannung so ausgelegt, dass eine volle Vorspannung unter ständigen Lasten auch für Setzungsdifferenzen bis zu ± 5 cm gewährleistet ist. Dafür sind zwei Kabel pro Steg, mit 12 Litzen Ø 0,6" (P_0 = 2340 kN) resp. 15 Litzen Ø 0,6" (P_0 = 2930 kN), erforderlich.

Pfeiler

Die Höhe der Pfeiler über dem Seegrund variiert zwischen ca. 8 und 12 m und ihr Erscheinungsbild verändert sich je nach Wasserstand stark. Die Proportionen müssen jedoch bei hohem und tiefem Pegel stimmen.
Die variable Höhe der im Grundriss leicht rhombischen Pfeiler

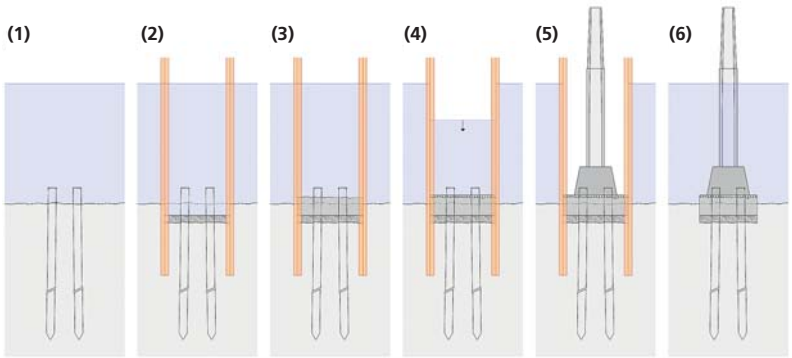


Fig. 4
Bauvorgang Unterbau im Längsschnitt.
Construction sequence of foundations and piers.

Fig. 5
Blick in einen Spundwandkasten mit Pfahlköpfen beim Auspumpen.
View inside a sheet pile caisson with pile heads.

While the pile foundation itself is undergoing very small settlements, relative vertical displacements of about 2 cm must be expected between adjacent piers due to the extensive consolidation settlements. Taking into account the existing uncertainties, the post-tensioning is designed to avoid tensile stresses under permanent loads including differential settlements of up to ±5 cm. This requires 2 tendons per web, with 12 strands Ø0.6" (P_0 = 2340 kN) and 15 strands Ø0.6" (P_0 = 2930 kN).

wird durch die unterschiedliche Länge des untersten Teils – mit konstantem Querschnitt – aufgenommen. Im oberen Bereich weisen alle Pfeiler eine identische äussere Geometrie auf, sodass die gleiche Schalung verwendet werden konnte. Um einen Bezug der Pfeiler zum Seespiegel zu gewährleisten, liegt die Horizontalverbindung, bei der sich die Pfeilerarme vereinen, bei allen Pfeilern auf derselben Kote. Dazu wurde eine in der Höhe variable Abschalung auf der Innenseite der Pfeilerschalung eingesetzt.

Widerlager
Die Widerlager werden so ausgebildet, dass sie immer über der Wasserlinie liegen. Sie gewährleisten damit die ökologische Vernetzung oberhalb des Wasserspiegels auch bei hohem Pegelstand.

Piers
The height of the piers above the lake bottom varies between 8 and 12 m, and their appearance changes greatly with the water level. Their proportions must, however, be appropriate with full as well as empty reservoir levels.
A varying height of the piers, which are slightly rhombic in plan, is adopted by a variable length of their lower part with constant cross-section. In the uppermost part, the external geometry of all piers is identical, enabling the use of the same formwork. In order to ensure a reference of the piers to the water level, the horizontal connection joining the pier arms is located at the same elevation on each pier. This was achieved using a variable horizontal stop-end shuttering on the inside of the pier formwork.

Abutments
The abutments are designed to always remain above the water

Fig. 6
Baustelle mit Arbeiten am Unterbau und am ersten Teil des Überbaus, Sommer 2012.
Construction site with work on foundations, piers and first half of superstructure, summer 2012.

Fig. 7
Vorschubgerüst nach dem Verschub, Montage der Kragarmschalung.
Launching-girder after launching, installation of cantilever formwork.

Aufgrund der Bewegungslänge kommen bei beiden Widerlagern mehrzellige Lamellenfugen als Fahrbahnübergänge zum Einsatz. Diese sind über einen Unterhaltsraum zugänglich. In beiden Widerlagern ist zudem ein Absetzbecken der Brückenentwässerung integriert.

Fundation

Pfeiler und Widerlager sind mit bis zu 36 m langen, gerammten Schleuderbeton-Hohlpfählen Ø 45 cm fundiert. Der rechnerische Pfahlwiderstand beträgt bei dieser Länge 900 kN (Bemessungswert). Die 16 Pfähle jedes Pfeilers sind mit einem massiven Bankett verbunden, das die Lastverteilung gewährleistet und nur wenig in den Untergrund eingebunden ist, um den Eingriff in den Seegrund zu minimieren. Bei tiefem Pegelstand sind die Bankette sichtbar und übernehmen die Rolle von Pfeilersockeln.

Die Festlegung der definitiven Pfahllängen erfolgte aufgrund von statischen Pfahlvorversuchen, in deren Rahmen an zwei Standorten insgesamt sechs Pfähle mit unterschiedlichen Längen mit maximal 1700 kN pro Pfahl belastet wurden.

Vorlandbereiche

Auf der Seite Steinbach wird die Landzunge gegenüber der bestehenden Situation aus geologischen und gestalterischen Gründen um rund 18 m verkürzt. Dagegen wurde auf der Seite Ruestel die Landzunge ungefähr gleich lang belassen, um einen optimalen Schutz des Amphibienlaichgebiets nationaler Bedeutung zu gewährleisten.

line. Hence, they facilitate the ecological connectivity above the water level even when the reservoir is full.

Modular expansion joints are required due to the large expansion/contraction movements. The abutments allow easy access for the inspection of expansion joints and bearings via a maintenance chamber. Furthermore, a sedimentation tank, which is part of the bridge drainage system, is integrated in each of the abutments.

Foundations

The foundations of the piers and the abutments consist of prefabricated spun concrete piles Ø 45 cm with lengths up to 36 m. The nominal pile capacity for this length is 900 kN (design value). The 16 piles of each pier are connected by a massive pile cap, which ensures the load transfer and is only slightly embedded in the ground in order to minimise the impact on the lake bottom. At low water levels, therefore, the pile caps are visible and assume the role of pier bases.

The required pile lengths were determined based on the results of in-situ static load tests, where, at two different locations, a total of six piles of various lengths were tested to a maximum load of 1700 kN per pile.

Approach Dams

On the Steinbach side, the dam is shortened by about 18 m compar-

Bauausführung

Unterbau

Der Unterbau wird vollständig ab dem See mithilfe von Pontons erstellt, siehe Fig. 4. Zuerst werden die Pfähle in jeweils drei Elementen angeliefert, kraftschlüssig verschweisst und mit einem 9-t-Rammbär bis zum Erreichen der aufgrund der Pfahlversuche festgelegten Rammhitze gerammt (1). Anschliessend wird ein Spundwandkasten einvibriert (2). Darauf folgen der Aushub unter Wasser, das Einbringen einer Sauberkeitsschicht und das Betonieren der Unterwassersohle in selbstverdichtendem Stahlfaserbeton (3). Nach dem Erhärten der Unterwasserbetonsohle wird der Spundwandkasten gelenzt (4), wobei die Pfähle als Auftriebssicherung dienen. Nun können das Pfahlbankett und die Stütze im Trockenen ausgeführt werden (5). Zum Abschluss wird der Spundwandkasten geflutet und die Spundwände werden gezogen (6).

Die Verschublager für das Lehrgerüst werden auf einen provisorischen Sockel zwischen den Pfeilerarmen montiert, der die unterschiedliche Höhe zwischen der bei allen Pfeilern auf gleicher

Fig. 8
Betonieren des Überbaus, Feld 1.
Concreting of the deck, span 1.

Fig. 9
Baustelle mit Arbeiten am Überbau Teil 2, Winter 2013.
Construction site with work on second half of superstructure, winter 2013.

Fig. 10
Untersicht bei hohem Seespiegel.
View of the underside at high water level.

ed to the existing situation for geological and aesthetic reasons. On the Ruestel side, however, the existing promontory is almost unchanged, ensuring optimal protection of the amphibian breeding area, which is of national importance.

Construction

Foundations and Piers

The foundations and the piers are built entirely using pontoons, see Fig. 4. First, the piles are delivered in three elements, connected by welding and driven using a 9 t pile hammer until the predefined penetration rate based on the load tests is achieved (1). Subsequently, a sheet-pile caisson is installed using a vibratory driver (2) followed by the underwater excavation, the installation of a gravel layer and the pouring of the underwater concrete base using steel fibre reinforced, self-compacting concrete (3). Once the underwater concrete has set, the sheet-pile caisson is pumped out (4), taking advantage of the piles in order to ensure safety against uplift. Now, the pile cap and the pier can be constructed in dry conditions (5). Finally, the sheet-pile caisson is flooded and the sheet-piles are removed (6).
The sliding bearings of the launching-girder are positioned on a provisional pedestal between the pier arms, which compensates the

Kote liegenden Horizontalverbindung der Pfeilerarme und dem in Aufriss überhöhten Überbau ausgleicht.

Überbau

Die Erstellung des Überbaus erfolgt in einem Dreiwochentakt feldweise mit einem leichten, freitragenden Vorschubgerüst. Dieses besteht aus einem zentrisch angeordneten Fachwerkträger, der mit den inneren Schalelementen verschoben wird. Die Kragarmschalungen müssen dagegen für den Verschub jeweils demontiert werden.
Dabei werden, jeweils ausgehend von den Widerlagern, in zwei Bausaisons sieben resp. acht Felder betoniert. In der Winterpause dazwischen wird das Lehrgerüst von der Seemitte zum zweiten Widerlager umgestellt. Vor dem Fugenschluss in Seemitte werden die beiden Brückenhälften bei Bedarf auseinandergepresst werden, um die Schwind- und Kriechverkürzungen des Überbaus teilweise zu kompensieren.

differences in height between the horizontal connection of the pier arms, located at the same elevation on all piers, and the vertically curved superstructure.

Superstructure

Construction of the superstructure is being carried out in a 3-week cycle using a lightweight launching-girder without intermediate supports. The latter consists of a central lattice girder that is launched together with the inside part of the formwork. However, the cantilever formwork has to be detached for launching.
Starting from the abutments, in two subsequent construction seasons seven and eight spans, respectively, are built. During the winter break in between, the launching-girder is moved from the middle of the lake to the second abutment. Before pouring the closure span in the middle of the lake, the two half-bridges are pressed apart in order to partly compensate the creep and shrinkage deformations of the deck.

Literatur/References
[1] W. Kaufmann; Integrale Brücken – Sachstandsbericht, Forschungsbericht Nr. 629, Bundesamt für Strassen, 2008, 69 pp.
[2] H. Figi et al.; Umfahrung Saas – Hexentobel- und Marchtobelbrücke, Betonbau in der Schweiz, 2006, pp. 92–97.

Autor/Author
Walter Kaufmann
Dr. sc. techn., dipl. Bauing. ETH
dsp Ingenieure & Planer AG
CH-8606 Greifensee
kaufmann@dsp.ch

Neubau Versamertobelbrücke
New Versam Gorge Bridge

Beat Meier, Oliver Müller

Fig. 1
Neue Versamertobelbrücke mit bogenförmiger Stahlfachwerkbrücke (Jahr 1897) im Hintergrund.
New Versam Gorge bridge with arched, steel-truss bridge (built 1897) in the background.

Einleitung

Die bestehende Versamtertobelbrücke – eine bogenförmige Stahlfachwerkbrücke aus dem Jahr 1897 – genügte den Anforderungen an die heutige Nutzung nicht mehr. Es wurde jedoch entschieden, die bestehende Brücke als einen der wenigen Zeugen der Brückenbaukunst dieser Konstruktionsart zu erhalten und für den Langsamverkehr weiterhin zu nutzen. Eine zusätzliche Brücke sollte in einem respektvollen Abstand von ca. 40 m erstellt werden.

Wesentliche Randbedingungen

Der Ausgestaltung der neuen Versamertobelbrücke kam aufgrund der dramatischen Landschaft, aber auch im Zusammenhang mit der bereits bestehenden Brücke eine grosse Bedeutung zu. Aufgrund der Nähe zur Rheinschlucht – einem inventarisierten Objekt von nationaler Bedeutung – wurde das generelle Brückenkonzept in Absprache mit den Natur- und Heimatschutzkommissionen festgelegt.

Die Konstruktion sollte generell nach den Regeln des modernen Brückenbaus konzipiert werden und damit eine hohe Dauerhaftigkeit gewährleisten. In der bewaldeten und damit schattigen, feuchten Umgebung war tendenziell eine kompakte, integrale Betonkonstruktion ohne mechanische Bauteile (zumindest ohne Fahrbahnübergänge) anzustreben.

Das unwegsame, steile Gelände forderte eine saubere Beurteilung der Bauausführung. Der Erstellung der neuen Brücke wurde deshalb eine zentrale Bedeutung zugemessen. Die Wirtschaftlichkeit hing in grossem Masse von

Introduction

The existing Versam Gorge Bridge – an arched, steel-truss bridge built in 1897 – no longer meets today's traffic requirements. As one of the few remaining examples of this bridge type, the structure should be left intact. Therefore, it was decided that the existing bridge would be used for pedestrians and cyclists and an additional bridge would be built a distance of 40 metres away not to impair the appearance of the old bridge.

Important boundary conditions

The design of the new Versam Gorge Bridge was of great importance due to the dramatic landscape and the existing bridge that would remain. Due to its close proximity to the Rhine Gorge, which is in the federal inventory

of national importance, the bridge design was established in agreement with the Swiss nature conservation and heritage agencies.
The construction should generally follow the rules of modern bridge design and therefore guarantee a high durability. In the forested and thus shady, moist environment, a compact, integral concrete construction without mechanical components (at least without expansion joints) was desirable.
The rough terrain with steep valley slopes demanded a clear assessment of the construction process. It was therefore given special consideration in the design phase. The cost-effectiveness greatly depended on a reasonable and efficient construction process. For this reason, the questions of installation (space, cranes, approaches, use of the existing bridge during the construction phase) as well as falsework options were already very important during the design phase.
In the project perimeter, the Bündner schist forms the bedrock surface. This is partly visible along the edges of the Versam Gorge. The Bündner schist is covered by debris from the Flims rock slide, morainic gravel and scree material. The in certain areas considerable thickness of the cover means that even supports in the (upper) area of the slopes cannot necessarily be founded on the bedrock.

Fig. 2
Untersicht der Brücke mit Übergang vom offenen Plattenbalken zu Hohlkasten.
View from below the bridge with transition of T-beam section to box girder.

Projektdaten/Project data

Bauherr/Owner
Tiefbauamt Graubünden, Abteilung Kunstbauten
Canton Grisons, Civil Engineering Office, Structures Department
Projekt und technische Bauleitung/ Design and technical supervision
dsp Ingenieure & Planer AG, Greifensee
Örtliche Bauleitung/Site supervision
Chitvanni + Wille GmbH, Chur
Ausführung/Contractors
Arge Erni AG, Flims (Federführung), Prader AG, Chur

Technische Daten
Bauzeit: 2011–2012
Baukosten: ca. CHF 4,5 Mio.
Totale Länge: 112,30 m
Brückenbreite: 8,80 m
Spannweiten: 30,2 m, 47,6 m, 34,5 m
Kämpferspannweite: 80 m
Maximale Höhe über Grund: 70 m
Technical Data
Construction period: 2011–2012
Cost: approx. CHF 4.5 million
Total length: 112.30 m
Deck width: 8.80 m
Span lengths: 30.2 m, 47.6 m, 34.5 m
Distance between pier foundations: 80 m
Maximum height above ground: 70 m

einem sinnvollen und effizienten Bauvorgang ab. Daher waren die Fragen der Installation (Platzverhältnisse, Hebezeuge, Zufahrten, Einbezug der bestehenden Brücke) sowie der Konzeption der Gerüstung bereits in der Entwurfsphase entscheidend.
Im Bearbeitungsperimeter bildet Bündnerschiefer den Festgesteinsuntergrund. Dieser ist entlang der Flanken des Versamertobels aufgeschlossen. Der Bündnerschiefer wird von umgelagerter Bergsturzmasse des Flimser Bergsturzes, moräneartigen Schottern und Hangschutt überlagert. Die teilweise grosse Mächtigkeit der Überschüttungen führt dazu, dass selbst Abstützungen im (oberen) Flankenbereich nicht zwingend im Fels fundiert werden können.

Konzept und Gestaltung

Der Entwurf stellt eine grosszügige, kraftvolle Konstruktion dar, die in einem angemessenen Verhältnis zur bestehenden, feingliedrigen Brücke steht. Die Querschnitte des Überbaus und der Stiele sind variabel ausgebildet und haben den Beanspruchungen entsprechend die jeweils grössten Abmessungen im Bereich des Übergangs von Stiel zu Überbau. Der Überbau weist in diesen Zonen einen Hohlkasten auf. Der Feldquerschnitt besteht aus einem

Concept and Design

The design presents a large, generous and forceful looking structure that is suited to the existing slender, almost transparent bridge. The cross-sections of the superstructure and the piers are variable and have the greatest dimensions in the transition zone between the superstructure and the substructure (corresponding to the forces). In this part a box girder is used for the superstructure. The type of section within the span is a T-beam. To visually merge the cross-section of the T-beam with that of the box girder and the piers, the web width of the T-beam section is continued over the entire structure in the shape of a rib (Fig. 2).
The pier shape tapering towards the bottom producing a compact pier base was chosen to fit in with the topographic conditions (with the dip of the slope strongly skewed to the bridge axis) as well as due to geotechnical considerations. The relatively good rock quality (Bonaduz side) allows a concentrated load application.

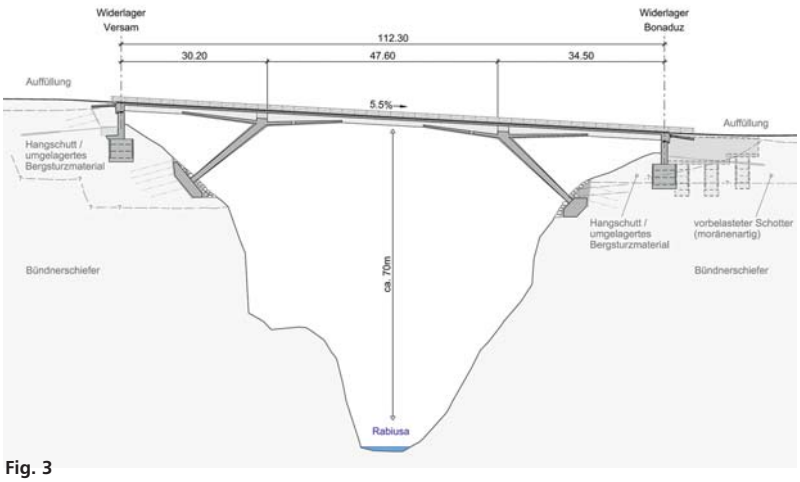


Fig. 3
Längsschnitt.
Longitudinal section.

offenen Plattenbalken. Um den Feldquerschnitt des Plattenbalkens optisch mit dem Querschnitt des Hohlkastens und des Stiels zu verbinden, ist die Stegbreite des Plattenbalkenquerschnitts über die gesamte Konstruktion in Form einer Rippe weitergezogen (Fig. 2).

Die Formgebung mit dem sich nach unten verjüngenden Stiel und damit mit einem kompakten Stielfuss bietet sich auch aufgrund der topografischen Verhältnisse (Falllinie des Geländes in stark schiefem Winkel zur Brückenlängsrichtung) sowie aufgrund geotechnischer Überlegungen an. Die relativ gute Felsqualität (Seite Bonaduz) erlaubt einen konzentrierten Lasteintrag. Dies wiederum lässt in diesem extrem steilen Gelände eine eher kleine Baugrube zu.

Die Detailabmessungen (insbesondere die Strukturierung der Stiele) wurden mit Arbeitsmodellen sorgfältig überprüft. Es resultiert ein statisch ausgewogenes und selbstverständliches Bauwerk mit einer überzeugenden Formgebung.

Die Gesamtlänge der Brücke beträgt 112,30 m, mit Feldlängen von 30,20 m, 47,60 m und 34,50 m (Fig. 3). Die maximale Trägerhöhe über den Stielen beträgt 3,00 m, die minimale Trägerhöhe im Feld 1,50 m (Fig. 4). Die Stiele weisen Längen ab Geländeoberkante von rund 18 m auf. Ihre Querschnitte variieren zwischen h x b = 1,10 … 2,10 m x 1,90 … 3,20 m.

Die beiden Kämpfer sind unmittelbar oberhalb der steilen Flanken des Versamertobels flach fundiert. Auf der Seite Bonaduz liegt die Fundation im kompakten Fels, auf der Seite Versam im Bergsturzmaterial. Entsprechend sind die Fundamentabmessungen auf dieser Seite deutlich grösser. Die Widerlager und die anschliessende Flügelmauer wurden mit Schächten im umgelagerten Bergsturzmaterial bzw. im Hangschutt fundiert.

This also has the advantage of a relatively small excavation in the very steep valley slopes.

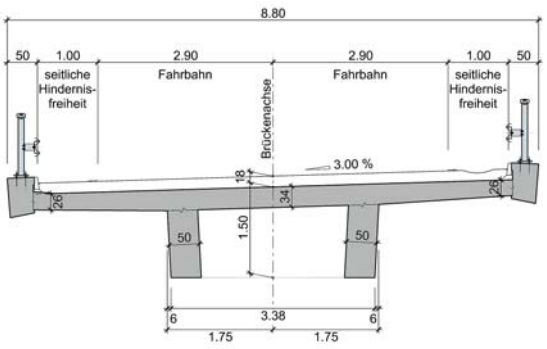
The detailed dimensions (specifically the design of the piers) were carefully checked using working models. This resulted in a statically balanced, logical structure with a convincing dynamic form.

The total length of the bridge is 112.30 m, with spans of 30.20 m, 47.60 m, and 34.50 m (Fig. 3). The maximum girder depth over the piers is 3.00 m, while the minimum girder depth is 1.50 m (Fig. 4). The piers have lengths, from ground level, of about 18 m. The cross-sections of the piers vary between h x b = 1.10 … 2.10 m x 1.90 m … 3.20 m.

The two piers are founded on shallow pad foundations right

Tragwerkskonzept

Die Sprengwerkbrücke wirkt als verschieblicher Rahmen, der durch die Schiefstellung der Stiele in Längsrichtung eine hohe Steifigkeit aufweist.



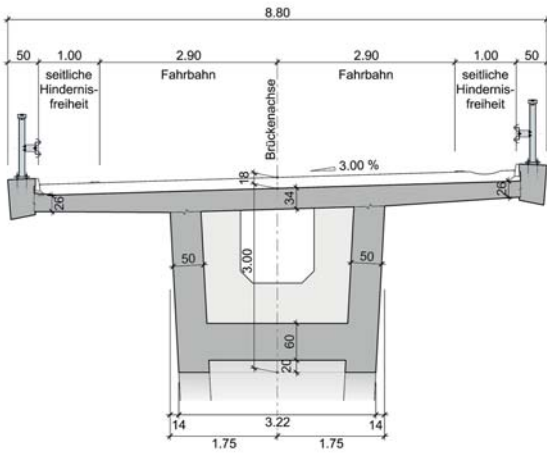


Fig. 4
Brückenquerschnitt im Feld und über Stiel.
Bridge cross section in mid span and over a pier.

above the steep sides of the Versam Gorge. On the Bonaduz side, the foundation lies in compact rock and on the Versam side in rock slide material. As a result the foundation dimensions are significantly larger on this side. The abutment and the adjacent wing wall were founded with the aid of shafts in the rock slide material or the scree material.

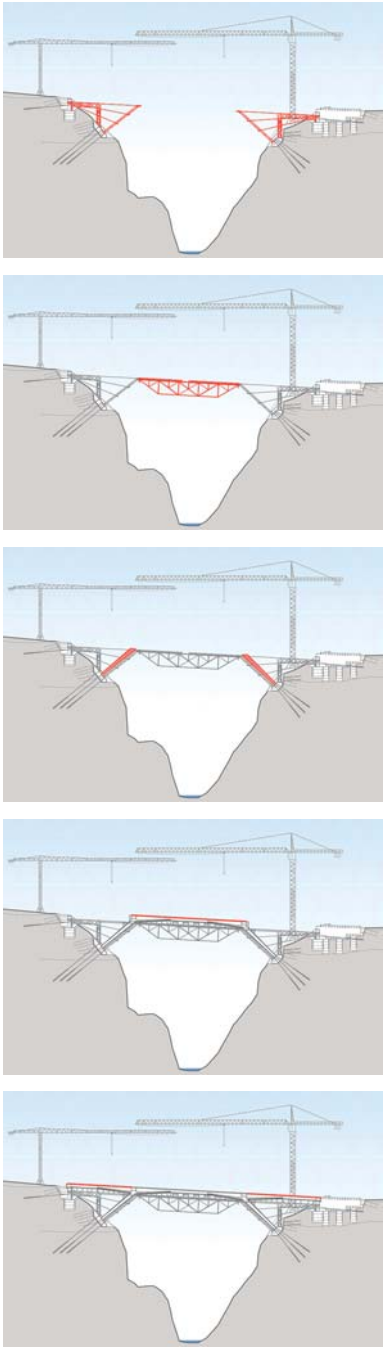


Fig. 5
Bauablauf.
Construction process.

Bei den Widerlagern wird die Brücke in Längsrichtung verschieblich ausgebildet. In Querrichtung wird sie von einseitig geführten Topflagern gehalten. Bei den vorhandenen Bewegungslängen kann auf die Ausbildung eines Fahrbahnübergangs und damit auf ein begehbares Widerlager verzichtet werden. Kleinere Belagsrisse werden mit diesem semi-integralen System akzeptiert.
In Querrichtung werden die Horizontallasten primär über die Fahrbahnplatte zu den Widerlagern geleitet. Torsion aufgrund einseitiger Lastanordnung bzw. aufgrund Windbeanspruchungen kann zu einem substanziellen Anteil über den Hebelarm zwischen Stielfuss und Widerlager aufgenommen werden.
Die Vorspannung ist so konzipiert, dass unter ständigen Lasten keine Zugspannungen auftreten. Die Bruchsicherheit ist damit in allen Querschnitten mit einer vernünftigen schlaffen Bewehrung erfüllt. Pro Steg werden maximal zwei, im Mittelfeld wird aufgrund der systembedingten hohen Normalkraft nur ein Kabel benötigt. Generell werden Kabel der Einheit 22 Litzen Ø 0,6" (P_0 = 4297 kN) verwendet. Einzig das Randfeldkabel Seite Bonaduz besteht aus 31 Litzen Ø 0,6" (P_0 = 6054 kN). Diese eher grossen Einheiten erlauben eine entsprechend geringe Anzahl Kabel. Damit können pro Steg alle Kabel in einer vertikalen Ebene geführt werden, was das Betonieren vereinfacht.

Bauausführung

Die Bauausführung ist im Wesentlichen geprägt von den schwierigen topografischen Verhältnissen und der beschränkten Zugänglichkeit. Grosse Lehrgerüstträger konnten nur in Einzelelementen angeliefert werden, was die Optionen stark einschränkte.
In einem ersten Arbeitsschritt wurden sämtliche Erd- und Ankerarbeiten ausgeführt. Bei den Widerlagern waren Rückhalteanker für die auskragenden Lehrgerüstelemente notwendig. Zusätzlich mussten bei beiden Kämpferfundamenten zur temporären Auf-

Structural Concept

The strutted frame bridge acts as a movable framework whereby the inclination of the piers provides a high stiffness in longitudinal direction.
At the abutments, the bridge rests on pot bearings that can move freely in the longitudinal direction and are fixed transversely. With the given length of movement, expansion joints and an accessible abutment room are not needed. Small cracks in the pavement will be accepted with this semi-integral system.
The transverse loads will be directed primarily through the deck to the abutments. Torsion due to eccentric live loads and wind will be resisted to a large extent through the lever arm between pier base and abutment.
The post-tensioning system is designed so that no tensile stresses will occurr under dead loads. The ultimate resistance is therefore achieved with a reasonable amount of mild steel reinforcement. A maximum of two cables are required per web but in the main span only one cable is required due to the high normal force in the strutted system. Generally, cables with 22 strands Ø 0.6" (P_0 = 4,297 kN) were used. Only the cable in the side span Bonaduz consists of 31 strands Ø 0.6" (P_0 = 6,054 kN). These rather large units permit a relatively low number of cables. Therefore, all the cables in each web can be arranged above each other, which is an advantage when pouring concrete.

Execution

The construction process is mainly influenced by the difficult topographical situation and the limited accessibility. Large falsework girders could only be delivered in individual pieces, which reduced the number of possible systems.
First, all the earth and anchor work was carried out. At the abutments, tie-back anchors were necessary for the cantilevering falsework elements. Additional rock anchors were needed for the pier foundations to temporarily

Fig. 6
Lehrgerüst mit 6 m hohem Fachwerk-Einhängeträger.
Falsework with 6 m deep truss girder.
(© P. Vonow)

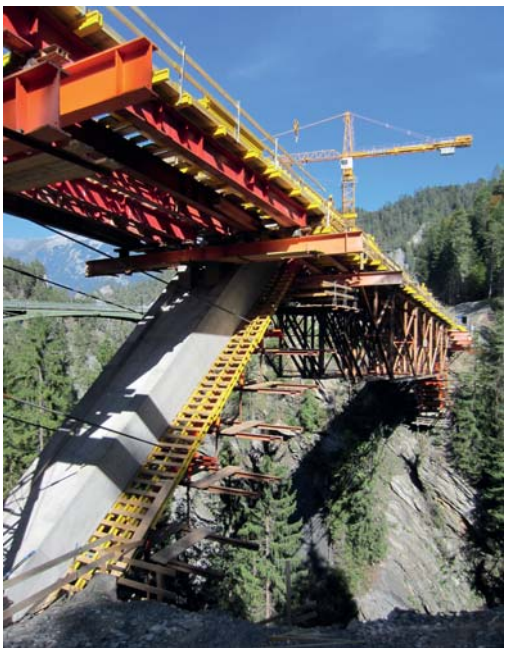


Fig. 7
Lehrgerüststiele mit Zugstangen zurückgebunden.
Falsework with tie-back rods.

nahme der Windlasten quer zur Brücke weitere Felsanker gesetzt werden. Beim Kämpfer Versam dienten diese Anker auch einer Vorverformung des Fundaments. Während des Spannvorgangs konnten im Sinne eines Grossversuchs die Bemessungsannahmen überprüft werden.
Die Rückverankerungen bei den Widerlagern waren primär für die Aufrichtung des Lehrgerüsts und die Rückbindung während des Betonierens der Stiele erforderlich. Danach wurde das Lehrgerüst mit Längsträgern (Druckriegel) zu einem Rahmensystem geschlossen.
Es musste systembedingt darauf geachtet werden, dass das Betonieren des Überbaues möglichst symmetrisch erfolgte. Nach dem Betonieren des Mittelfelds wurden zuerst von den Randfeldern her beide Troge und anschliessend die Fahrbahnplatten betoniert (Fig. 5).
Die Hauptarbeiten erfolgten während der Bausaison 2011. Nach den Fertigstellungsarbeiten (Konsolkopf, Abdichtung, Belag, Strassenanpassungen etc.) im Frühjahr 2012 konnte das neue Bauwerk im Juli 2012 dem Verkehr übergeben werden.

withstand transverse wind loads. At the pier foundation on the Versam side these anchors were also used to preconsolidate the ground. As in a large-scale test, the settlements during anchor stressing were measured and verified with the design assumptions. The anchors at the abutments were primarily required as tie-backs for the erection of the falsework and while the piers were concreted. Afterwards, the falsework system was closed with longitudinal beams in the main span (compression members) forming a frame system.
As the superstructure was concreted, careful attention had to be paid to ensure that it was done as symmetrically as possible. After pouring the main span, the lower half of the cross-section in both side spans were poured and subsequently the deck sections were poured (Fig. 5).
The main work was performed during the construction season of 2011. After the final construction work (parapet edge beam, sealing membrane, pavement, road adjustments, etc.) in spring 2012, the new structure was opened to traffic in July 2012.

Autoren/Authors

Beat Meier
dipl. Bauing. ETH
meier@dspch

Oliver Müller
dipl. Bauing. ETH, PE
mueller@dsp.ch

dsp Ingenieure & Planer AG
CH-8606 Greifensee

Viaduc sur l'A9
Viaduct on the A9

Philippe Menétrey, Claude Broquet, Stefan Nydegger

Introduction

Le viaduc sur l'A9 est situé sur la commune de Rennaz dans une zone dense en voies de communication. C'est un ouvrage majeur de la nouvelle route principale H144 puisqu'il en est un des points de connexion. Il franchit l'autoroute A9, la route cantonale RC 780 et plusieurs chemins agricoles.

Le projet proposé a une longueur de 351,60 m et possède onze travées dont la portée est de 33 m en général, augmentée à 34,80 m pour franchir l'autoroute et de 26,40 m dans les travées de rive comme illustré sur la vue en plan à la Figure 1.

Conception

La géométrie de l'ouvrage est conditionnée par les exigences de gabarits de l'autoroute A9 et de la route cantonale RC 780 comme présenté à la Figure 2. Durant le concours un concept de base a été établi et il peut être résumé comme suit :

- Une méthode de construction sans pile même provisoire sur la berme centrale de l'autoroute afin de limiter les risques d'accidents et les fermetures de trafic.
- Un viaduc situé dans une zone dense en voies de communication conçu comme un élément unitaire qui développe avec calme et simplicité sa courbure.
- Un pont flottant malgré ses 351,60 m de longueur avec une liaison rigide du tablier sur les piles afin de supprimer les appuis sur les piles permettant d'une part de les affiner et d'autre part de disposer les appuis qu'aux culées où ils sont

Introduction

The viaduct over the A9 motorway is situated near the village of Rennaz in a dense zone of traffic routes. It is a major civil engineering structure on the new highway H144 as this is one of the main junctions. It crosses the A9 motorway, the district road RC 780 and several agricultural roads.

The proposed design has a length of 351.60 m and consists of eleven bays for which, in general, the span is 33 m but increases to 34.80 m to cross the motorway and 26.40 m in the side spans as illustrated on the plan view in Figure 1.

Design

The geometry of the structure is determined by the requirements of the height over the A9 motorway and the district road RC 780 as shown in Figure 2. During the

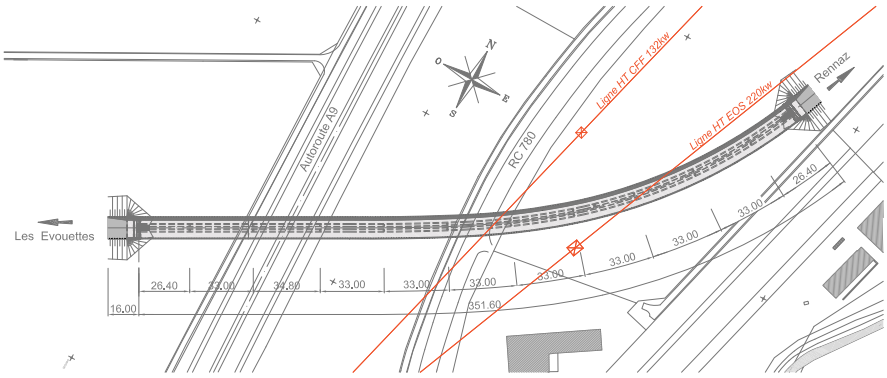


Fig. 1
Situation du viaduc.
Situation of the viaduct.

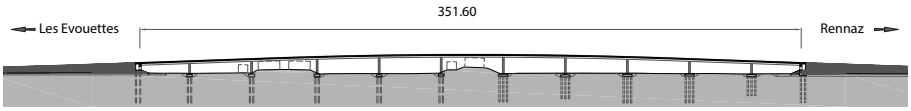


Fig. 2
Coupe longitudinale.
Longitudinal section.

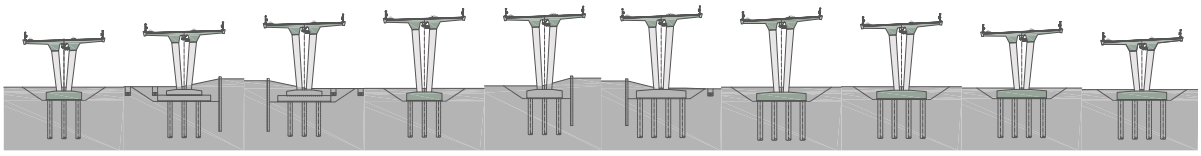


Fig. 3
Coupe transversale des piles.
Transverse section through the piers.

competition a basic conceptional design was prepared that can be summarised as follows:

- A method of construction without supports, not even temporary piers, in the central reservation of the motorway in order to limit the risks of accidents and closures to traffic.
- A viaduct situated in a dense zone of traffic routes designed as a smooth curved unit.
- A floating bridge in spite of it being 351.60 m long with a rigid connection of the bridge deck over the piers in order to do away with supports on the piers enabling firstly to slim them down and secondly to arrange the supports at the abutments, where they are easily accessible for maintenance purposes.

Once this design was agreed upon it dictated the choices, the particularities and the innovations made. The section of the bridge floor is constant throughout the length of the structure improving its unity.

The bridge floor made of pre-stressed concrete comprises a running surface stiffened by two longitudinal ribs, each resting on the arms of the piers in a V shape. The two ribs arranged in the central part of the bridge floor are pre-stressed longitudinally. The running surface is pre-stressed transversally.

With a very smooth topography, the viaduct looks often like being moved closer. In order to obtain a lighter appearance, the technical elements (technical ducts and the water collector) are concealed between the ribs. The drainage pipes of the gullies are embedded in the bridge floor.

The elegance of the structure is also due to the slenderness of its piers. Each of the two arms of piers is inclined to support one of the ribs of the bridge floor. The inclination of the piers is variable as shown in Figure 3.

facilement accessibles pour les opérations d'entretien.

Une fois ce concept établi, il a dicté les choix, les particularités et les innovations faites.

La section du tablier est constante sur toute la longueur de l'ouvrage améliorant son unité.

Le tablier en béton précontraint est composé d'une dalle de roulement raidie par deux nervures longitudinales qui reposent chacune sur les bras des piles en V. Les deux nervures disposées dans la partie centrale du tablier sont précontraintes longitudinalement. La dalle de roulement est précontrainte transversalement.

Avec une topographie très plate, le viaduc est souvent perçu de manière rapprochée. Afin d'obtenir une image allégée, les éléments techniques (gaines techniques et le collecteur des eaux) sont dissimulés entre les nervures. Les conduites d'évacuation des avaloirs sont bétonnées dans l'épaisseur du tablier.

Fig. 4
Vue de la pile et de l'intrados du tablier.
View of the pier and the soffit of the bridge floor.
(© Yves André)

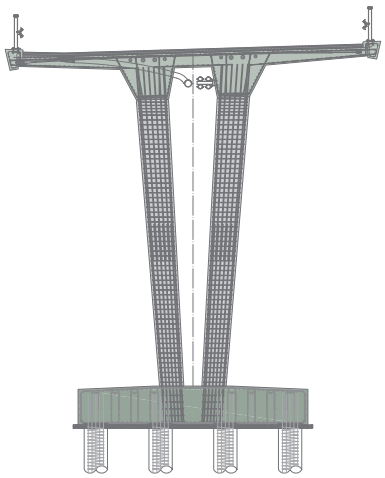


Fig. 5
Coupe transversale du tablier sur appui avec armature et précontrainte.
Transverse section of the bridge deck over the pier with reinforcement and pre-stressing.

Fig. 6
Vue de la culée.
View of the abutment.
(© Yves André)

L'élégance de l'ouvrage est également due à la finesse de ses piles. Chacune des deux branches des piles est inclinée pour supporter une des nervures du tablier. L'inclinaison des piles est variable comme représentée à la Figure 3.
La section des branches a une forme de trapèze dont la hauteur s'élargit de la base au sommet des piles. La section trapézoïdale des piles leur offre une apparence dynamique par différentiation des surfaces exposées à la lumière.
La section transversale finale intégrant le tablier, la pile et les fondations est présentée à la Figure 5. L'armature et les câbles de précontrainte sont également visibles illustrant la parfaite imbrication des divers éléments structurels.
Les culées en tant qu'élément de liaison sont déterminantes pour l'intégration de l'ouvrage dans le site. Elles sont donc intégrées partiellement dans les remblais qui prolongent le viaduc. Les murs d'aile sont inclinés comme les piles avec un fruit négatif pour s'aligner avec les faces extérieures des bordures du tablier. L'unité du viaduc est ainsi renforcée comme visible sur la Figure 6.
La superstructure du viaduc est réalisée en béton C35/45 alors que l'infrastructure est exécutée avec un béton C30/37. Des ciments

The cross section of the arms has a trapezoidal shape, the height of which increases from the base to the summit of the piers. The trapezoidal section of the piers gives them a dynamic appearance due to the difference of the surfaces exposed to the light.
The final transverse section including the bridge floor, the pier and the foundations is shown in Figure 5. The reinforcement and the pre-stress cables are also visible illustrating the perfect harmonisation of the different structural elements.
The abutments as the connecting elements play a decisive role in the integration of the structure

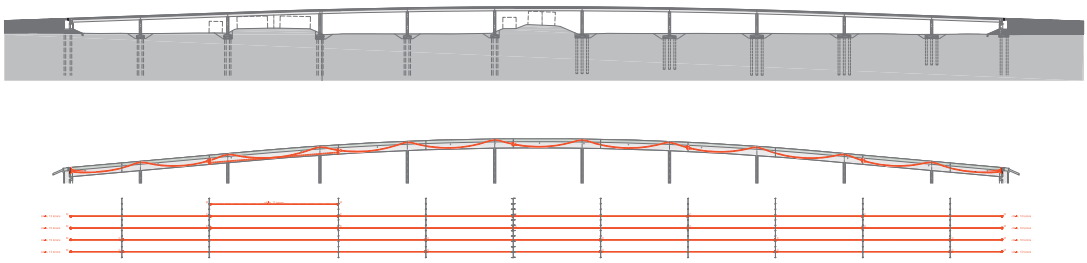


Fig. 7
Schéma de précontrainte.
Pre-stressing diagram.

Intervenants

Maitre d'ouvrage
Service des routes du canton de Vaud
Ingénieurs civils
INGPHI SA,
ingénieurs en ouvrages d'art
Géotechniciens
De Cérenville géotechnique SA
Architectes
Brauen + Wälchli
B+W architecture sàrl
Entreprise de construction
Marti Construction SA
Cintres
Coray Construction SA
Précontrainte, appuis et joints de dilatation
Freyssinet SA

Le viaduc en chiffres

Béton armé	2800 m^3
Acier d'armature	580 to
Précontrainte	5300 m
Etanchéité	3800 m^2

Participants

Owner
Road Department of the Canton of Vaud
Civil engineers
INGPHI SA,
ingénieurs en ouvrages d'art
Geotechnical engineers
De Cérenville géotechnique SA
Architects
Brauen + Wälchli
B+W architecture sàrl
Contractor
Marti Construction SA
Falsework
Coray Construction SA
Pre-stressing, bearings and expansion joints
Freyssinet SA

The viaduc in figures

Reinforced concrete	2800 m^3
Reinforcing steel	580 to
Pre-tensioning	5300 m
Seal	3800 m^2

into its surroundings. They are, therefore, partially integrated in the embankments, which prolong the viaduct. The wing walls are inclined like the piers with a negative taper to align them with the external faces of the edges of the bridge floor. The unity of the viaduct is thus reinforced as can be seen in Figure 6.
The superstructure of the viaduct is made of C35/45 concrete while the infrastructure is made of C30/37 concrete. Composite cements have been chosen to reduce the risks of alkali reaction to the concrete bearing in mind the reactive potential of the aggregates.

Pre-stressing

The bridge floor is longitudinally pre-stressed in order to reach a degree of compensation for deformations of b = 0.85 in each of the spans. The longitudinal pre-stressing is made up of 4 cables of 13 strands and 4 cables of 19 strands made of Y1860S-15.7 steel. For the joints of the different steps of concreting, the longitudinal cables are coupled so that 50% of the cables are connected with the couplers in the same section. The span above the A9 motorway was constructed first; it is reinforced with 2 cables of 12 rectilinear strands as illustrated in Figure 7.
The transverse pre-stressing is provided by cables made up of 3 strands of Y1860S-15.7 steel cables spaced 1.2 m apart in a flat duct. The mobile anchorage and the fixed anchorage are arranged alternatively from the sides of the bridge floor.
The longitudinal cables are insulated electrically according to category C and the transverse cables according to category B.

composés ont été choisis afin de réduire les risques d'alcali-réaction du béton compte tenu du potentiel réactif des granulats.

Précontrainte

Le tablier est précontraint longitudinalement afin d'atteindre un degré de compensation des déformations de b = 0,85 dans chacune des travées. La précontrainte longitudinale est composée de 4 câbles de 13 torons et 4 câbles de 19 torons en acier Y1860S-15.7. Aux joints des différentes étapes de bétonnage, les câbles longitudinaux sont couplés de telle sorte que 50% des câbles sont liés avec des coupleurs dans la même section. La travée au-dessus de l'autoroute A9 est construite au préalable; elle est renforcée avec 2 câbles de 12 torons rectilignes comme illustré sur la Figure 7.
La précontrainte transversale est composée de câbles de 3 torons en acier Y1860S-15.7 espacés de 1,2 m dans une gaine plate. L'ancrage mobile et l'ancrage fixe sont disposés alternativement d'un côté et de l'autre du tablier.
Les câbles longitudinaux sont isolés électriquement selon la catégorie C et les câbles transversaux selon la catégorie B.

Construction

The construction of the viaduct started with the pre-loading of the embankments behind the two abutments. As one of the embankments was situated close to a railway line, some in-situ measures and some numerical simulations were carried out and are described in [1].
The piles of the foundations work mainly in friction. The connection of the bridge floor to the piers without support device increases the possibility of compensating for any settlement. The behaviour of the piers was determined by a destructive static test on a pier

Fig. 8
Vue aérienne du viaduc en construction.
Aerial view of the viaduct during construction.
(© SR)

Fig. 9
Cintre disposé au-dessus du tablier pour le franchissement de l'A9.
Overhead spanning falsework for the crossing of the A9.

Construction

La construction du viaduc a débuté par la réalisation des remblais de préchargement derrière les deux culées. Comme un des remblais se situe à proximité d'une ligne de chemin de fer, des mesures in-situ et des simulations numériques ont été effectués et elles sont décrites dans [1].

Les pieux des fondations travaillent principalement en frottement. La liaison du tablier sur les piles sans appareil d'appui enlève la possibilité de compenser d'éventuels tassements. Le comportement des pieux a été cerné par un essai statique destructif d'un pieu et par des simulations numériques décrites dans [2]. Les pieux sont exécutés pour moitié des fondations avec la technique des pieux à refoulement et pour la seconde moitié en raison des contraintes de gabarit (au-dessous des lignes à haute tension) avec la technique des pieux forés tubés.

La construction du tablier est réalisée à l'aide de cintres disposés par travée et appuyés sur les fondations définitives des piles afin de réduire les risques de tassement lors du bétonnage. Une fois la travée bétonnée et mise en précontrainte, le cintre est déplacé dans la travée suivante. Une vue aérienne de la construction est présentée à la Figure 8.

Le franchissement de l'A9 a été réalisé avec un cintre disposé au-dessus du tablier [3]. La mise en place du cintre et du platelage a eu lieu durant deux nuits pendant lesquelles le trafic sur l'autoroute a été dévié. Le coffrage posé sur le platelage qui sépare le chantier du trafic routier est ainsi suspendu au cintre. Des réservations dans la dalle du tablier ont été nécessaires pour garantir le passage des tours d'étayage du cintre et des suspentes du platelage. L'opération de franchissement de l'A9 est détaillée dans [4] et illustré à la Figure 9.

Le viaduc sur l'A9 développe sa courbure avec calme et unité dans le paysage de la plaine du Rhône comme illustré à la Figure 10.

and by the numerical simulations described in [2]. The piles were installed for half of the foundations with the technique of drilled piles and for the second half, because of the constraints of space (below the high voltage lines), as driven tube piles.

The construction of the bridge floor was carried out with the help of a stationary falsework arranged span by span and supported on definitive pile foundations to reduce the risks of settlement during the concreting. Once the span was concreted and prestressed, the falsework was moved to the next span. An aerial view of the construction is shown in Figure 8.

The crossing of the A9 involved an overhead spanning falsework above the bridge floor [3]. The erection of the girder and the formwork was executed during two nights and in this time the traffic on the motorway was diverted. The formwork resting on the decking which separates the site from the road traffic is thus suspended from the falsework. Some block-outs in the deck of the bridge floor were necessary to guarantee the passage of the shoring towers of the falswork and the suspension posts of the decking. The operation of crossing the A9 is described in [4] and illustrated in Figure 9.

The viaduct on the A9 forms a smooth curve in the countryside

Conclusion

La conception d'un ouvrage d'art tel que le viaduc sur l'A9 nécessite l'établissement d'un concept. Celui-ci a été établi dans le cadre du concours et il a ensuite été suivi pour toute la phase de réalisation en servant de ligne directrice.

Références/References

[1] S. Commend, R. Obrzud, F. Geiser et Ph. Menétrey; Modélisation de sol à l'état de service, Tracés, 19, 2012.

[2] Ph. Menétrey et S. Commend; Simulation numérique de l'essai de pieux du viaduc sur l'A9 à Rennaz, Publication de la Géotechnique Suisse, 166, 2013.

[3] Ph. Menétrey, C. Broquet et C. Bertan; La Transchablaisienne franchit l'autoroute A9, Tracés, 22, 2010

[4] Ph. Menétrey, C. Broquet et U. Brauen; Viaduc sur l'A9, Tracés, 19, 2012.

Fig. 10
Vue d'ensemble.
General view.
(© Yves André)

of the Rhone plain as shown in Figure 10

Conclusion

The design of a civil engineering structure such as the viaduct over the A9 needs a conceptional design phase. This was estabished during the competition and it was then followed throughout the construction phase.
One of the major concepts put forward for this viaduct was to create a smooth structure with a smooth curvature. This dictated the following choices, particularities and innovations:

- A floating bridge in spite of its length.
- Span over the motorway concreted first, requiring an adaptation of the system of prestressing.
- Overhead spanning falsework placed above the bridge floor used to cross the span over the motorway.
- Piers in V shape connected to the bridge floor with a variable inclination according to their heights and a transverse trapezoidal section to sharpen the perception and make it more dynamic.
- Inclination of the piers reflected in the wing walls of the abutment and in the borders of the bridge.
- Concentration of all the ducts between the two ribs.

Un des concepts majeur établi pour ce viaduc a été de créer un ouvrage unitaire qui développe avec calme et simplicité sa courbure. Il a dicté les choix, les particularités et les innovations suivants :

- Pont flottant malgré sa longueur.
- Travée sur l'autoroute bétonnée en premier nécessitant une adaptation du schéma de précontrainte.
- Cintre disposé au-dessus du tablier utilisé pour franchir la travée sur l'autoroute.
- Piles en V liées au tablier avec une inclinaison variable selon leurs hauteurs et une section transversale trapézoïdale pour en affiner et dynamiser la perception.
- Inclinaison des piles reprise dans les murs de culées et dans les bordures du pont.
- Intégration de toutes les conduites entre les deux nervures.

Auteurs/Authors

Philippe Menétrey
Dr ès techn. ing. dipl. EPFL
phm@ingphi.ch

Claude Broquet
Dr ès techn. ing. dipl. EPFL
claude.broquet@ingphi.ch

Stefan Nydegger
Ing. civil HES
ns@ingphi.ch

INGPHI SA
Ingénieurs en ouvrages d'art
CH-1003 Lausanne

Viaduc sur le Rhône
Viaduct over the Rhone

Ramon Pinol, Philippe Meier, Ana-Inès Pepermans

Introduction

Issu d'un concours international à deux degrés, impliquant ingénieurs civils et architectes, cet ouvrage d'art routier affiche une ambition plastique et artistique, par une mise en forme novatrice qui s'inspire du diagramme des moments, combiné avec une audacieuse mise en couleur de la matière laissée brute. Cette conception incluant le tablier, les piles et les culées, permet d'inscrire un geste de type Landart dans un paysage iconique de la région du Chablais. L'ouvrage est pensé pour accrocher la lumière de manière particulière et permettre un dialogue entre le pont et le site.

Une réalisation transfrontalière et transdisciplinaire

Ce projet fait partie de la nouvelle route cantonale H144 qui relie l'autoroute suisse A9 à la riviera française. Le pont de 450 m de long traverse le Rhône à un endroit où le fleuve marque la frontière entre deux cantons suisses (Vaud et Valais). Son franchissement vise à unifier progressivement des contraintes hétérogènes que sont le passage sur les champs, la forêt, le canal Stockalper, le train et le fleuve lui-même (Fig. 1). L'unité de la forme permet d'enjamber les irrégularités de la terre et d'interagir dans ce lieu de manière raisonnée par une augmentation progressive de la portée, basée sur le principe mathématique des courbes harmoniques. Les 74 m nécessaires au franchissement du Rhône sont ainsi intégrés dans cette logique, où la portée maximale se fond naturellement dans l'unité de l'ouvrage d'art sans effort visuel particulier. Sa hauteur varie de 4 à 10 m au-dessus du terrain naturel sur un tracé rectiligne (Fig. 2).

La plasticité du tablier se base sur une réflexion alliant la courbe des moments à la forme: des facettes à chanfrein s'adaptent aux portées changeantes. L'ouvrage est conçu comme une coque qui exprime les efforts en accrochant la lumière de manière particulière (Fig. 3). La matérialité, en lien

Introduction

After a two stage international competition involving civil engineers and architects, this road structure that has a flowing and artistic appearance was chosen. It has an innovative shape, which draws its inspiration from the bending moment curves combined with an audacious colouring of the material that is left in a rough state. This design, which includes the roadway, the piers and the abutments, is a fitting tribute to the Landart artistic culture in an iconic part of the countryside of the Chablais region. The structure is thought to capture the light in a special way and so the bridge fits nicely into the site.

A cross-border and interdisciplinary achievement

This project forms part of the new regional road H144 that connects the Swiss A9 motorway to the

Fig. 1
Vue vers l'arc lémanique, début du chantier, 2010.
View towards Lake Leman at the start of the project, 2010.
(© Yves André)

Maître d'ouvrage
Etat du Valais, Etat de Vaud représentés par le Service des Routes du Canton de Vaud
Ingénieur civil
Conus & Bignens SA
Architectes
meier + associés architectes sa
Géotechnicien
Amsler & Bombeli SA,
De Cérenville géotechnique SA
Entreprises
Consortium Frutiger SA,
Walo Bertschinger SA,
Prader Losinger, Atra SA

Dates du projet
Concours à deux degrés: 2005–2006
Projet: 2007–2008
Réalisation: 2009–2012

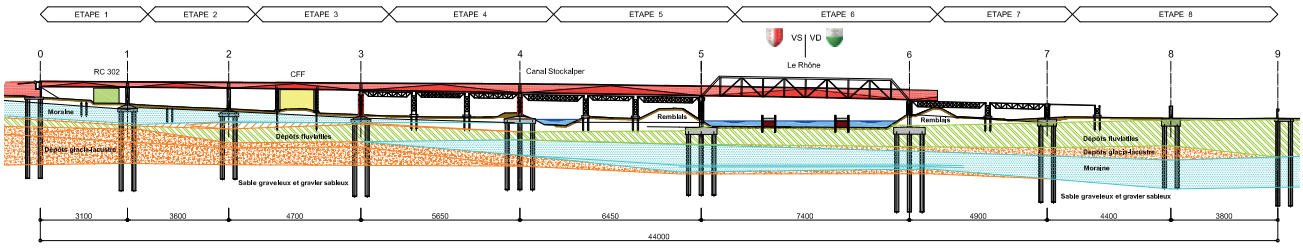


Fig. 2
Coupe longitudinale.
Longitudinal section.

French Riviera. The bridge is 450 m long and crosses the Rhone at a place where the river marks the frontier between two Swiss cantons (Vaud and Valais). Its crossing aims to progressively unify the heterogeneous constraints as it passes through the fields, the forest, over the Stockalper canal, the railway and the river itself (Fig. 1). The unity of its shape enables it to span these terrain changes and to interact appropriately through a progressive increase of the span, based on the mathematic principle of harmonic curves. Thus the 74 m necessary to cross the Rhone are included in this logic, where the longest span blends naturally with the unity of the structure without particular visual effort. Its height varies from 4 to 10 m above the natural ground surface in a straight line trace (Fig. 2).
The sweep of the carriageway is based on an idea that relates the curve of the bending moments to the shape: some facets of chamfer

étroit à sa morphologie, a été conçue comme un dialogue entre le pont et le site.
Les piles porteuses adoptent un principe similaire avec un dessin en V dont la forme est répétitive et progressive. Leur implantation répond essentiellement à la position des obstacles à franchir, et de ce fait délimitent neuf travées irrégulières dont la portée varie entre 31 m et 74 m au-dessus du fleuve. Le pont comporte deux joints de dilatation: un à chaque culée.

Une réalisation de haute technologie

Fondations et pieux

Géologiquement le viaduc se situe dans la vallée du Rhône, dont le sol se caractérise principa-

fit the changing spans. The structure is designed as a shell that expresses the forces by catching the light in a particular manner (Fig. 3). The structure, regarding its shape, has been designed as a dialogue between the bridge and the site.
The load-carrying piers adopt a similar principle with a V design, the shape of which is repetitive and progressive. Their location is basically decided by the position of the obstacles to be crossed, and because of this it divides the plain into nine irregular sections, the spans of which vary between 31 m and 74 m over the river.
The bridge has two expansion joints: one at each abutment.

Owner
State of Valais, State of Vaud represented by the Road Department of Canton Vaud
Civil Engineer
Conus & Bignens SA
Architects
meier + associés architectes sa
Geotechnical engineers
Amsler & Bombeli SA,
De Cérenville géotechnique SA
Contractors
Consortium Frutiger SA,
Walo Bertschinger SA,
Prader Losinger, Atra SA

Dates of the project
Two stage competition: 2005–2006
Project: 2007–2008
Work carried out: 2009–2012

Fig. 3
Tablier, âmes et piles de l'ouvrage.
Bridge floor, webs and piers of the structure.
(© Yves André)

Fig. 4
Terrassement dans enceinte de palplanches pour fondations près des digues du Rhône.
Excavations carried out with the help of sheet piles near the dams of the Rhone.

Fig. 5
Echafaudage, coffrage et armature d'une double pile.
Scaffolding, formwork and reinforcement of a double pier.

lement par la présence de dépôts fluvio-glaciaires et d'alluvions perméables. Les terrains hétérogènes présentent des propriétés géomécaniques souvent médiocres. D'un point de vue hydrologique, la nappe peut atteindre la surface du sol en de nombreux endroits lors des périodes de hautes eaux. Pour minimiser les tassements différentiels probables, il a été décidé de fonder l'ensemble de l'ouvrage sur des fondations profondes, pour garantir un comportement optimal de l'ouvrage.
Les fondations sont constituées de grandes semelles qui reposent sur des pieux, dont le nombre varie de six à neuf et espacés d'au minimum trois diamètres afin d'éviter l'effet de groupe. Certaines semelles se situant bien au-dessous de celui de l'eau (Rhône ou nappe), elles ont été construites à l'intérieur de grandes enceintes de fouille réalisées à l'aide de palplanches (Fig. 4).
Les pieux forés de 1,5 m de diamètre, et dont la longueur varie de 22 à 33 m selon les sollicitations, ont été fichés dans les dépôts fluvio-glaciaires. Dosés avec une

A high technology project

Foundations and piles

Geologically the viaduct is located in the Rhone valley, the ground of which mainly consists of glacial-fluvial deposits and permeable alluvia. The heterogeneous terrain has geotechnical properties that are often of poor quality. From a hydrological point of view, the water level can reach the surface of the ground in numerous places during periods of high water. To minimise the probable differential settlements, it was decided to base the whole of the structure on deep foundations, to guarantee optimum behaviour of the structure.
The foundations consist of large blocks that rest on piles, the number of which varies from six to nine, which are spaced at a minimum of three diameters in order to avoid the group effect. Certain blocks are situated well below the level of the water (Rhone or water table), they have been constructed inside large caissons that surround the excavations executed with the help of sheet piles (Fig. 4).

teneur en ciment minimale de 375 kg/m^3, ils sont armés sur toute leur hauteur. Tous les pieux ont été systématiquement soumis à des contrôles d'intégrité et de capacité portante, ainsi qu'à des contrôles de verticalité (inclinomètre). Leur réalisation a nécessité la venue sur place d'engins de forage exceptionnels.

Piles

De section trapézoïdale, les double-piles en V sont articulées à leur sommet, alors qu'elles sont encastrées dans l'importante semelle de fondation à leur base. Elles sont équipées d'appuis glissants guidés dans le sens longitudinal, sauf celles des trois axes centraux dont les appuis sont conçus pour reprendre aussi des efforts longitudinaux, en particulier ceux dus aux séismes. Le dessin particulier des piles, dont la forme varie avec la hauteur, s'est traduit par la mise en place d'un coffrage spécifique pour chacune d'entre elles (Fig. 5). La recette du béton des piles comprend 300 kg/m^3 de ciment auxquels ont été ajoutés 100 kg/m^3 de cendres

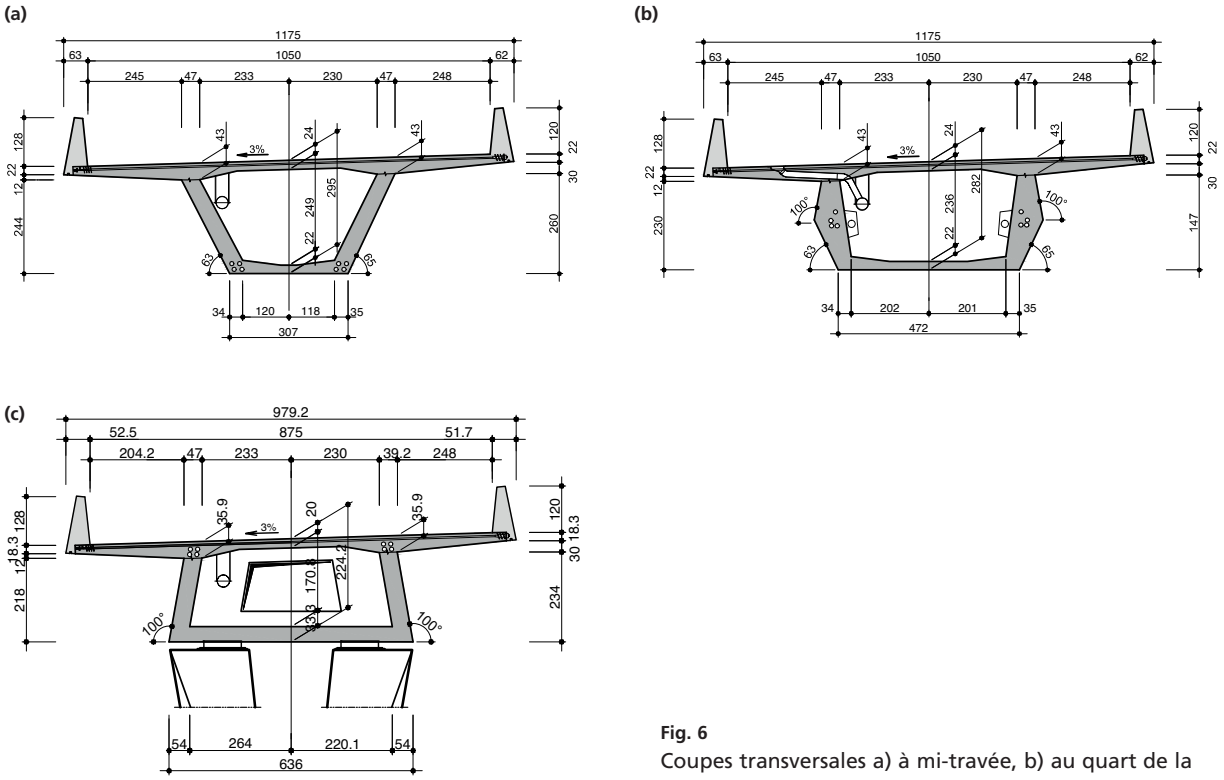


Fig. 6
Coupes transversales a) à mi-travée, b) au quart de la travée et c) sur appui.
The different cross sections at a) mid-span, at b) a quarter of the span and at c) the bearing.

The piles used have a diameter of 1.5 m, and a length, which varies between 22 and 33 m according to the loading, and have been driven into the glacio-fluvial deposits. Used with a minimum percentage of cement of 375 kg/m^3, they are reinforced throughout their height. All the piles have been systematically subjected to integrity and load-carrying capacity checks, as well as to verticality checks (inclinometer). Their construction required the use of exceptionally large piling machinery.

Piers

The piers are of trapezoidal section, while the double piers of V shape are joined at the top, and they are set into the big foundation block in their base. They are fitted with sliding guided bearings in the longitudinal direction, except those of the three central axes, the bearings of which are designed to take the longitudinal forces, in particular those due to earthquakes. The special design of the piers, the shape of which varies with the height, resulted in

volantes. Le béton contient en outre 15 kg/m^3 de pigment noir. A noter encore que l'importance des efforts sismiques a nécessité l'utilisation d'aciers spéciaux.

Caisson, tablier et parapets

Selon les travées, la hauteur du caisson varie de 2,2 à 3,75 m. En plan, sa dalle inférieure dessine un trapèze sur une demi-travée, dessin qui s'inverse sur la deuxième demi-travée. La largeur extérieure de cette dalle varie de 6,7 m sur appui pour se réduire à 2,3 m à l'endroit le plus étroit. Transversalement, son épaisseur qui est en général de 22 cm, s'épaissit à 35 cm à proximité des âmes. Contraintes par le dessin en double losange de la dalle inférieure de suivre un tracé rentrant à partir des piles, les âmes sont marquées par une arête qui relie le pied du caisson (au droit des appuis) au-dessous de la dalle de roulement (au milieu des travées). Cette arête, dont l'angle a été maintenu constant, se répète sur toute la longueur du pont.
Au droit de chaque pile se situe une entretoise bétonnée en même

the installation of a special formwork for each of them (Fig. 5). The concrete mix design for the piles contains 300 kg/m^3 of cement to which is added 100 kg/m^3 of fly ash. In addition, the concrete contains 15 kg/m^3 of black pigment. It should also be noted that the magnitude of the seismic forces required the use of special steels.

Box girder, bridge floor and parapets

Depending on the spans, the height of the box girder varies from 2.2 to 3.75 m. In plan view its lower floor level forms a trapeze on a semi-span, a design that is reversed on the second half span. The external width of this slab varies from 6.7 m on a support down to 2.3 m at the narrowest place. Transversely, its thickness, which in general is 22 cm, increases to 35 cm close to the webs. Constrained by the design in a double diamond shape of the lower slab to follow a line re-entering from the piers, the webs are marked by a ridge which links the foot of the box girder (at the

temps que les âmes. Sa partie inférieure fonctionne comme un tirant qui relie les deux branches des piles et participe à leur stabilité. Fermant le caisson, la dalle de roulement présente quant à elle une largeur constante de 10,5 m. Son épaisseur varie transversalement de 24 cm au centre ainsi qu'aux extrémités des porte-à-faux pour s'épaissir à 43 cm à l'approche des âmes. Afin de leur donner une forme qui se marie avec l'esthétique générale du pont, les parapets fixés aux extrémités de la dalle de roulement ont une forme en pyramide. Exécutés avec un béton résistant au gel et au sel, leur hauteur est de 1,1 m, ils ont été réalisés avec deux chariots se déplaçant sur des rails. Les étapes d'une longueur de 12 m ont été bétonnées dans un ordre établi de façon à limiter la fissuration (Fig. 6).

Précontrainte

Longitudinalement les câbles de précontrainte suivent un tracé parabolique. Ils sont constitués de torons de 0,6" dont le nombre varie de 12 à 22 unités selon les portées. Leur mise en tension a été effectuée environ toutes les trois travées, grâce à des bossages situés à l'intérieur du caisson. Une précontrainte transversale a aussi été utilisée pour reprendre les efforts des porte-à-faux de la dalle de roulement sous forme des gaines plates espacées tous les 80 cm et contenant chacune 4 torons de 0,6".

Bétonnage

L'exécution du tablier s'est faite sur cintres, nécessitant de procéder à un étayage de l'ouvrage sur toute sa longueur. Des poutres métalliques d'une trentaine de mètres de longueur ont été posées sur des tours-étais, reposant sur des pieux bois d'un diamètre de 30 cm battus à une profondeur d'environ 10 à 13 m via une semelle. Satisfaisant aux préoccupations écologiques du Maître de l'Ouvrage l'ensemble des pieux se dégradera naturellement.

Les étapes ont été placées de façon à éviter que les arrêts de

bearings) under the roadway slab (in the middle of the spans). This ridge, the angle of which was kept constant, runs throughout the length of the bridge.

On the top of each pier there is a cross bar concreted at the same time as the webs. Its lower part functions as a tie-rod that connects the two branches of the piers and helps to stabilise them. Closing the box girder, the carriageway deck has a constant width of 10.5 m. Its thickness varies transversely from 24 cm in the centre, as well as to the ends of the cantilever, to thicken to 43 cm at the approach to the webs. In order to give them a shape that fits well with the general aesthetics of the bridge, the parapets fixed to the ends of the carriageway deck have the shape of a pyramid. Made of a concrete resistant to frost and to salt, their height is 1.1 m, and they have been made with two wagons running on rails. The steps of length of 12 m have been concreted in a sequence that limits cracking (Fig. 6).

Fig. 7
Ferraillage des âmes.
Assembling the reinforcement of the webs.
(© Yves André)

Auteurs/Authors

Ramon Pinol
ing. civil HES SIA
Conus & Bignens SA
CH-1005 Lausanne
r.pinol@conus-bignens.ch

Philippe Meier
arch. dipl. EPFL FAS SIA
philippe.meier@maa.ch
meier + associés architectes
CH-1201 Genève

Ana-Inès Pepermans
arch. dipl. UCL SWB
ai.pepermans@maa.ch
meier + associés architectes
CH-1201 Genève

Fig. 8
L'ouvrage achevé dans la plaine du Rhône, 2013.
The completed structure in the plain of the Rhone valley, 2013.
(© Yves André)

Prestressing (post-tensioning)

Longitudinally the post-tensioning cables follow a parabolic curve. They are formed of strands of 0.6" the number of which varies from 12 to 22 units depending on the spans. They have been tensioned about every three spans, thanks to brackets situated inside the box girder. A transverse pre-stress has also been used to withstand the forces of the cantilever of the roadway deck under the form of plate coatings spaced every 80 cm, each containing 4 strands of 0.6".

Concreting

The manufacture of the bridge floor was done on falsework, which required a shoring up of the structure over its entire length. Some steel girders, which have a length of some thirty metres, were laid on the supporting towers, resting on wooden piles with a diameter of 30 cm driven to a depth of about 10 to 13 cm using a block. All these piles will degrade naturally, which will satisfy the ecological demands of the contracting authority.

The steps have been arranged in such a way as to avoid the interruptions in concreting occurring in the zones of maximum stress. With an average of four weeks, each step of the box girder was concreted in two phases: the lower deck with the webs, then the rolling deck. The formwork panels have been fitted so that their design follows the parallel lines to the oblique edge that connects the low point situated on the axis of the piers to the high point situated in the middle of the spans.

The construction of the span over the Rhone was made possible by placing of a steel falsework 70 m long, which rested during its assembly on two cofferdams built on the river bed. A system of jacks acted as a means of support and permitted the vertical deformations to be followed during the concreting and the necessary corrections to be made. The coloured concrete used for the box girder and the bridge floor was made up of 300 kg/m^3 of cement, 100 kg/m^3 of fly ash and 12 kg/m^3 of red pigment.

bétonnage se situent dans les zones de sollicitations maximum. Avec une moyenne de quatre semaines, chaque étape du caisson a été bétonnée en deux phases : la dalle inférieure avec les âmes, puis la dalle de roulement. Les panneaux de coffrage ont été disposés de façon à ce que leur dessin suive des lignes parallèles à l'arête oblique qui relie le point bas situé à l'axe des piles au point haut situé au milieu des travées.

La construction de la travée au-dessus du Rhône a été rendue possible par la pose d'un cintre métallique de 70 m s'appuyant, lors de son montage, sur deux batardeaux construits dans le lit du fleuve. Un système de vérins faisait office d'appui et permettait de suivre les déformations verticales pendant le bétonnage et d'effectuer les corrections nécessaires. Le béton teinté utilisé pour le caisson et le tablier comprend 300 kg/m^3 de ciment, 100 kg/m^3 de cendres volantes et 12 kg/m^3 de pigment rouge.

058

Ingenieurbau

Génie civil

Civil engineering

Tiefbahnhof Löwenstrasse der Zürcher Durchmesserlinie
Löwenstrasse underground station on the Zurich Cross-City Line

Martin O. Bachmann, Valentin Rabitsch

Einleitung

Die Durchmesserlinie kann als aktuellstes Kapitel in der Erfolgsgeschichte des öffentlichen Verkehrs im Raum Zürich gelesen werden: Als die S-Bahn im Jahr 1990 ihren Betrieb aufnahm, nutzten täglich 160 000 Reisende den Zürcher Hauptbahnhof. Heute ist die Zahl auf 400 000 angestiegen, was den Hauptbahnhof als wichtigsten Knotenpunkt des Bahnverkehrs an seine Kapazitätsgrenzen gebracht hat. Die SBB und der Kanton Zürich haben darauf mit der Planung einer Bahnhofserweiterung reagiert, die nun unter der Projektbezeichnung «Durchmesserlinie» schon weitgehend Gestalt angenommen hat. Politisch steht das Bauwerk auf solidem Grund: Im Jahr 2001 stimmten 82% des Zürcher Stimmvolks dem 2-Milliarden-Projekt zu. Gebaut wird damit eine 9,6 Kilometer lange Bahnstrecke von Altstetten via Hauptbahnhof nach Oerlikon. Das Kernstück der Strecke bildet der unter den bestehenden Gleisen des Zürcher Hauptbahnhofs liegende Durchgangsbahnhof Löwenstrasse. Mitte 2014 soll die aus vier Gleisen bestehende Anlage ihren Betrieb aufnehmen (Fig. 1).

Introduction

The Cross-City Line is the latest chapter in the history of public transport in the Zurich area. When the S-Bahn started operating in 1990, 160,000 passengers used Zurich Central Station every day. Today the figure has risen to 400,000, which has brought the Central Station, which is the busiest rail intersection to its capacity limit. Therefore the SBB (Swiss Federal Railways) and Canton Zurich decided to undertake the planning of a station extension, which has begun to take shape under the project name of the "Cross-City Line". Politically the project stands on solid ground: In 2001, 82% of the Zurich electorate voted for the 2 billion franc project. Thus a 9.6 kilometre long railway line was built from Altstetten via Central Station to Oerlikon. The centre-piece of the line is the Löwenstrasse Station situated under the existing tracks of Zurich Central Station. This

Bau des Tiefbahnhofs

Verschachtelter Untergrund

Die Anlage bildet einen sowohl bautechnisch als auch logistisch sehr komplexen Abschnitt. Unter engen innerstädtischen Platzverhältnissen entsteht ein neues, gigantisches Bauwerk, ohne dass es von aussen wahrgenommen werden könnte: Praktisch der gesamte Neubau entsteht unterirdisch, gebaut wird hauptsächlich mit der «Deckelbauweise» und im Bereich der neuen Fussgängerpassagen unterhalb von Gleishilfsbrücken. Der umbaute Raum fasst rund 320 000 m^3. Die Baumassnahme am grössten und wichtigsten Verkehrsknotenpunkt ist vergleichbar mit einer Operation am offenen Herzen. Während

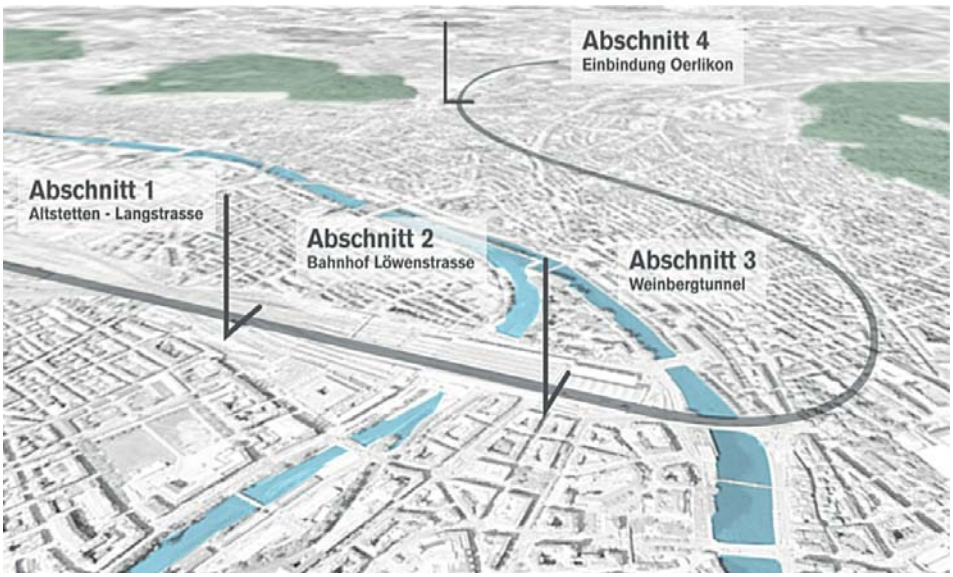


Fig. 1
Übersicht über die Abschnitte der Durchmesserlinie.
Overview of the sections of the Cross-City Line.

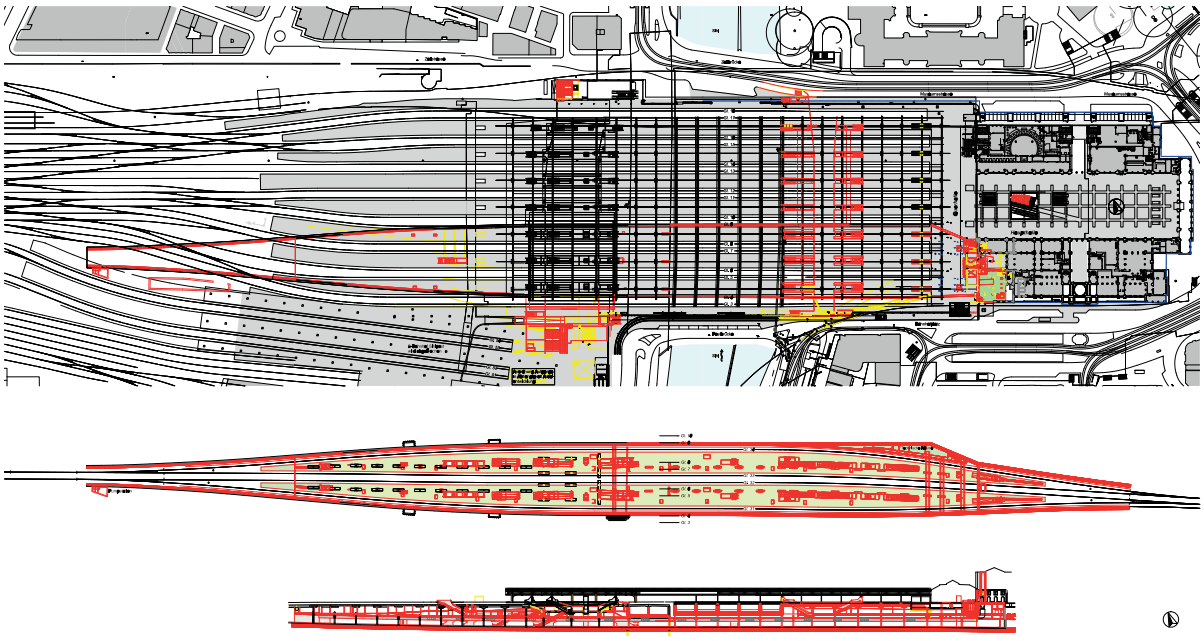


Fig. 2
Grundriss des Zürcher Hauptbahnhofs (oben) sowie Grundriss und Längsschnitt des Bahnhofs Löwenstrasse.
Ground plan of Zurich Central Station (above) as well as ground plan and longitudinal section of Löwenstrasse Station.

four-platform through station will go into service in the middle of 2014 (Fig. 1).

Construction of the underground station

Underground complex

It is the most complex section of the project, both from the constructional and from the logistics point of view, because with the restricted space conditions of the inner city a very large new structure is being produced that cannot be seen from outside: In practice the completely new underground structure is executed mainly by the top-down method and in the region of the pedestrian passageways with the aid of temporary track bridges. The utilised space comprises some 320,000 m³. The construction work at Switzerland's biggest and most important traffic intersection is comparable to open heart surgery. Throughout the whole of the construction time the Central Station and the traffic intersection point for suburban, intercity and long-distance traffic, as well as the shopping centre, have to remain in operation with no

der gesamten Rohbauphase muss der Hauptbahnhof sowohl als Verkehrsknotenpunkt für Nah- und Fernverkehr als auch als Einkaufszentrum uneingeschränkt in Betrieb bleiben. Ferner muss die historische Bausubstanz der Bahnhofsgebäude geschützt und erhalten bleiben, und die Anforderungen an die Sicherheit der Bauarbeiten sowie die Emissionen sind sehr hoch. Hinzu kommt die Sihl, die von den Gleisen der Durchmesserlinie unterquert wird und bei Hochwasser weitere sicherheits- und bautechnische Zusatzmassnahmen bedingt (Fig. 2).

Das Teilprojekt «Querhalle»

Der Bau des Bahnhofs Löwenstrasse erfolgte im Wesentlichen in fünf Teilprojekten, deren östlichstes unterhalb der Querhalle des Hauptbahnhofs liegt und an die Unterfahrung des historischen Südtrakts grenzt. Das Teilprojekt besteht aus der Brandlüftungszentrale, der Passage Löwenstrasse, einem Technikgeschoss und dem darunterliegenden Abschnitt des neuen Perrongeschosses. Der Bahnhof besteht aus vier Gleisen und zwei Mittelperrons.

restrictions. In addition, the historic fabric of the station building had to be protected and maintained and the requirements for the safety of the construction work, as well as for the emissions are very high. In addition, the river Sihl runs beneath the tracks of the Cross-City Line and at high groundwater levels this requires further safety and constructional measures (Fig. 2).

The Transverse Hall

Löwenstrasse Station is basically divided into five parts, the most easterly of these lying below the Transverse Hall of the Central Station and borders on the undercrossing of the historic building of the southern wing. The sub-project consists of the fire ventilation plant for the removal of smoke, the Löwenstrasse Passage, a storey with technical equipment. and the underlying section of the new platform storey consisting of four tracks with two island platforms.

The Löwenstrasse Passage

The Löwenstrasse Passage retains its current function in the reconstructed station. However, with

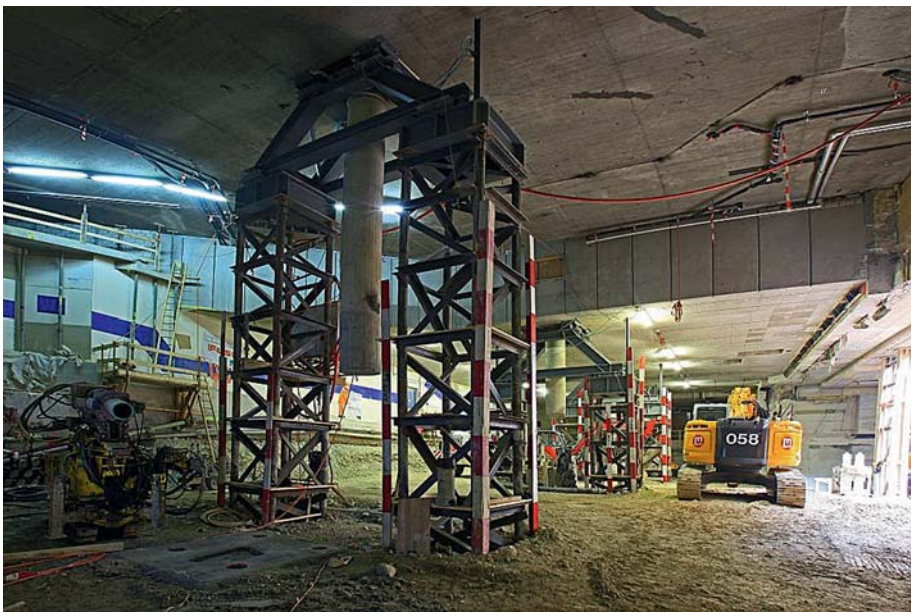


Fig. 3
Für den Bau abgefangene Passage Löwenstrasse.
Löwenstrasse Passage underpinned during construction work.
(© Marco Püntener)

Die Passage Löwenstrasse
Die Passage Löwenstrasse bleibt in ihrer jetzigen Funktion auch im neu umgebauten Bahnhof bestehen. Sie wird jedoch mit Ausnahme der Decke komplett abgebrochen, erneuert und gegen Westen hin um die Halle Löwenstrasse erweitert. Das darüberliegende Gepäckgeschoss und die Querhalle bleiben dabei ständig in Betrieb. Das bestehende Tragwerk wird von zwei Schlitzwänden und zwei auf Bohrpfählen fundierten Stützenreihen getragen.
Die Passage Löwenstrasse ist ein wichtiger Fussgängerbereich, der während der gesamten Bauarbeiten auf einer Mindestbreite begehbar bleiben muss. Es wird deshalb etappenweise vorgegangen, die Abfangung der beiden seitlichen Stützenreihen, der Aushub und der Bau des neuen Zwischengeschosses, dessen Decke den Boden der erneuerten Passage bildet, erfolgen zeitlich versetzt (Fig. 3).

Die Brandlüftungszentrale
Die drei unterirdischen Technikgeschosse der Brandlüftungszentrale reichen vom Perrongeschoss des neuen Bahnhofs Löwenstrasse bis zur Oberfläche. Für ihren

the exception of the roof it has been completely demolished, replaced and extended westwards around the Löwenstrasse Hall. The luggage hall that lies above it and the Transverse Hall remained continuously in use. The existing structure is carried by two diaphragm walls and two rows of columns supported on bored piles.
The Löwenstrasse Passage is an important pedestrian area, a minimum width of which had to be accessible throughout the whole of the construction work. The latter was carried out therefore in stages, with the underpinning of the two side rows of columns, the excavation and the building of the new intermediate floor, the slab forming the floor of the reconstructed passage, were carried out at different times (Fig. 3).

The fire ventilation plant
The three underground storeys housing technical equipment for the fire ventilation plant stretch from the platform storey of the new Löwenstrasse Station up to the surface. For their construction, besides the previous demolishing of the post office building, considerable underpinning and stabili-

Bau sind nebst dem vorgängigen Rückbau des Postanbaus umfangreiche Abfangungen und Stabilisierungen des südwestlichen Flügels des historischen, unter Denkmalschutz stehenden Südtrakts erforderlich. Die Unterfangungen bestehen hauptsächlich aus Kleinbohrpfählen, die während des Aushubs kontinuierlich zu Fachwerken verschweisst werden, sowie aus Schlitzwandpfeilern und Jettingkörpern. Diese wurden mit Hochdruckinjektionen teils von OK Terrain, teils aus Kellerräumen heraus im anstehenden Sihlschotter erstellt (Fig. 4).

Der Südwesttrakt
Mit der Auflage der Denkmalpflege, auch die bestehende innenliegende Bausubstanz zu schützen, stellte sich die Aufgabe einer Abfangung nicht nur der Fassade, sondern eines ganzen Gebäudeflügels – mit entsprechend kleinen zulässigen Verformungen. Um Setzungen und Risse während der Bauarbeiten möglichst zu verhindern, wurde im Erdgeschoss ein räumliches Stahlfachwerk eingebaut (Fig. 5).
Ein automatisches, dreidimensionales Überwachungssystem aus mehreren Tachymetern und

Fig. 4
Kleinbohrpfahl-Türme für die Unterfangungen.
Small bored pile towers for the underpinning.
(© Marco Püntener)

sation work for the historic listed building of the south west wing of the station were necessary. The underpinning consisted mainly of small bored piles, which during the excavation were continually welded to form frameworks, as well as of diaphragm wall piles and jet-grouted bodies of soil. These were produced with high-pressure injection partly from the ground surface and partly from basement rooms situated in the Sihl river gravel (Fig. 4).

The south west wing

To conform with the requirements to protect not only the appearance of the historic building but also the interior structure the task was to underpin not only the façade, but also a complete wing of the building – with correspondingly small permissible deformations. In order to prevent, as far as possible, settlement and cracks during the construction work a three-dimensional steel framework was installed on the ground floor (Fig. 5).

An automatic, three-dimensional continuous monitoring system consisting of several tacheometers and a settlement gauge measuring the water level in a tube

Schlauchwaagen kontrolliert laufend die Verformungen und Setzungen. Hydraulische Pressen können allfällige Setzungen der provisorischen Tiefgründungen, auf denen die bestehenden Bauten fundiert sind, im Laufe der Aushubarbeiten kompensieren. Die Pfahlfundation muss alle vertikalen und horizontalen Lasten möglichst setzungsarm gezielt bis in den Baugrund ableiten. Die oberirdischen Geschosse wurden mit horizontalen und vorge-

checks for deformations and subsidence. Hydraulic presses can compensate any settlement of the provisional deep foundations on which the existing buildings are supported, in the course of the excavation work. The pile foundation must divert all vertical and horizontal loads with as little settlement as possible into the ground. The storeys above ground were stabilised with horizontal and pre-stressed tensile bars in order to prevent unaccep-

Fig. 5
Stabile Abfangung des Südwesttrakts mit einem räumlichen Fachwerk.
Stable underpinning of the southwest wing with a space frame.
(© Marco Püntener)

spannten Zugstangen stabilisiert, um unzulässige Deformationen und instabile Zustände (z.B. Ausknicken der Fassade) zu verhindern. Im Gebäude sind Ladenlokale und Büros eingemietet, die von den Bauarbeiten so wenig als möglich tangiert werden sollten.

Baumethoden

Der generelle Ablauf der Bauarbeiten ist durch die mehrfache Deckelbauweise vorgegeben. Das Abfangkonzept besteht hauptsächlich aus Kleinbohrpfählen, Schlitzwänden und Schlitzwandpfeilern und den Jettingunterfangungen. Sie bilden die zentrale Bauhilfsmassnahme und sind so mitbestimmend für den Bauablauf. Der grösste Teil dieser Tiefgründungen wurde von bestehenden Untergeschossen aus gebohrt (Fig. 6).

Nach Fertigstellung des Zwischengeschosses (das die Decke des zuunterst liegenden Perrongeschosses bildet) wurden die Lasten aus der abgefangenen Decke der Passage Löwenstrasse durch neue Vollstahlstützen auf einen massiven Abfangträger umgelagert. Dieser funktioniert als ins Zwischengeschoss eingebauter Unter-/Überzug. Der Abfangträger selbst liegt auf einer Abfangkonstruktion aus Stahl auf, deren Lasten in die provisorischen Kleinbohrpfahl-Türme geleitet werden. Nach Fertigstellung des Perrongeschosses werden schliesslich auch diese durch Vollstahlstützen ersetzt. Im Endzustand werden durch sie die gesamten Lasten in die zwei bis drei Meter starke Bodenplatte des Perrongeschosses eingeleitet.

Schlitzwandarbeiten mit einer Schlitzwandpfeilertiefe von 32 m erfolgten von der Oberfläche her. Die äusseren Schlitzwände für den Baugrubenabschluss des Perrongeschosses mit einer Tiefe von 18 m wurden hingegen unter dem Deckel erstellt, ebenso weitere Schlitzwandscheiben mit einer Tiefe von gut 22 m. Die bis zu 60 Tonnen schweren Schlitzwandbagger wurden nachts über die Querhalle respektive über den Portalkran durch die Logistiköffnung ins Untergeschoss eingebracht (Fig. 7). Die knappe Arbeitshöhe unter dem Deckel führte dazu, dass die Ausleger der Bagger umgebaut werden mussten. Um die Stabilität des offenen Schlitzes zu gewährleisten, muss-

table deformations and unstable conditions (e.g. buckling of the facade). Shops and offices in the building are rented, and these should be affected as little as possible by the construction work.

Building methods

The construction process as a whole is determined by the top-down excavation method. The underpinning concept consists basically of small bored piles, diaphragm walls and contiguous piled diaphragm walls and underpinning with the use of jetting. These are the main constructional measures used in the Transverse Hall area and have an influence therefore on how the work progresses. Most of these deep foundations were bored from existing basements (Fig. 6).

After completion of the intermediate floor (that forms the roof of the lowest-lying platform storey), the loads from the floor of the Löwenstrasse Passage were redistributed by means of new solid steel columns on a massive beam. This functions as fixed-end upstand and downstand beams integral with the intermediate floor. The support itself lies on a steel

Fig. 6
Schlitzwandpfeiler.
Diaphragm wall pillar.
(© Marco Püntener)

Fig. 7
Einbringen des Schlitzwandgeräts mit dem Portalkran.
Installing the diaphragm wall equipment with the gantry crane.
(© Marco Püntener)

support construction, the loads of which are transferred to the provisional small bored pile towers. After completion of the platform storey these were finally replaced by solid steel supports. In the final state the complete load is transmitted through them into the two or three metre thick floor slab at platform level.
Diaphragm walls with a depth of 32 m were excavated from the ground surface. The outer diaphragm walls for the completion of the excavation walls of the platform floor with a depth of 18 m, however, were excavated under the slab as also further diaphragm walls with a depth of at least 22 m. The heavy diaphragm wall excavators weighing up to 60 t were

ten bestehende Fundamente vorgängig teilweise unterfangen werden.
Für die Herstellung der Kleinbohrpfähle mit einer Tiefe von bis zu 40 m und der Hochdruckinjektionen waren spezielle Kellerbohrgeräte im Einsatz.
Bei der Herstellung der Injektionskörper waren nebst den üblichen auch weitergehende Überwachungsmassnahmen erforderlich, um ein unerwünschtes Eindringen von Injektionsgut in angrenzende Räume, Werkleitungen und Gebäudetechnikanlagen zu verhindern. Zudem musste eine minimale Druckfestigkeit der Injektionskörper erreicht werden, um die im Zuge der Aushubarbeiten einseitig freigelegten Injek-

brought in at night through the Transverse Hall or using the gantry crane through the logistics opening into the lower storey (Fig. 7). The tight working height under the roof slab meant that the jibs of the excavators had to be dismantled. In order to guarantee the stability of the open trench the existing foundations had to be partly underpinned beforehand.
For the production of the small bored piles with a depth of up to 40 m and the high pressure grouting special drilling machines suitable for use in basements were used.
In creating the grouted bodies, in addition to the normal precautionary methods also extensive

tionskörper – nebst ihrer Funktion als Unterfangungskörper – auch als Baugrubenabschluss nutzen zu können.

Betonbau

Betonlogistik

Eine der logistischen Problemstellungen, die es zu lösen galt, war der Umschlag von Beton. Rund 150 000 Kubikmeter sind in diesem Abschnitt verbaut worden. Es liegt angesichts des dichten Verkehrs rund um den Hauptbahnhof auf der Hand, dass eine solche Menge nicht mit Fahrmischern von aussenstehenden Werken antransportiert werden konnte.

Zur Umsetzung der Vorgabe, 80% der Materialtransporte per Bahn abzuwickeln, stand an der Zollstrasse am nordöstlichen Rand des Gleisfelds der SBB ein grosser Installations- und Umschlagplatz zur Verfügung. Dort wurde eines der beiden provisorischen Betonwerke aufgebaut. Das zweite befand sich auf der gegenüberliegenden Seite des Hauptbahnhofs unmittelbar neben der Sihl an der Kasernenstrasse.

Zusammen erbrachten die beiden Werke eine Stundenleistung von 90 Kubikmetern (60 m^3 an der Zollstrasse, 30 m^3 an der Kasernenstrasse). Damit konnten an einem Tag Betonieretappen von bis zu 500 Kubikmetern realisiert werden. Betonbauteile dieser Grössenordnung ergaben sich vor allem im Bereich der 2 Meter starken Bodenplatten im Perrongeschoss. Die weitgehend fix installierten Pumpleitungen konnten Längen von bis zu 450 Metern überwinden. Ihre grösste Anfälligkeit war das Verstopfen, insbesondere bei gebogenen Übergängen mit einer Gummi-Innenwand: Diese konnte dem Beton Wasser entziehen und damit dessen Fliessfähigkeit verringern. Grundsätzlich hat sich jedoch das Konzept, bei dem sowohl konventioneller Beton als auch SCC gepumpt wurden, bewährt.

Abdichtungskonzept

Die vier Geschosse des Bahnhofs Löwenstrasse liegen beinahe vollständig im Grundwasser und sind einem hohen Wasserdruck ausgesetzt. Als Abdichtungskonzept wurde eine sogenannte «Braune Wanne» mit aussenliegenden Bentonit-Dichtungsbahnen vorgesehen. Die Abdichtung liegt unter der Bodenplatte auf einer betonierten und abtaloschierten Ausgleichsschicht. Im Wandbereich wird die Abdichtung zwischen der aussenliegenden Schlitzwand und der Innenwand hochgezogen. Die dazu erforderliche Ebenheit der Schlitzwand wurde durch abtaloschierten Spritzbeton geschaffen. Die gesamte Konstruktion des über 500 Meter langen Tiefbahnhofs wurde ohne Dilatationsfugen gebaut. Bei den Arbeitsfugen wurden Injektions-

monitoring measures were necessary in order to prevent the undesirable penetration of grouted material into the neighbouring rooms, ducts and building services equipment. In addition, a minimum compressive strength of the grouted body had to be achieved in order that in the course of the excavation work grouted bodies exposed on one side – besides their function in underpinning – could also be used as excavation support.

Concreting

Concrete logistics

One of the logistic problems that had to be solved was the handling of the concrete. Some 150,000 cubic metres were placed in this section. In view of the dense traffic around the Central Station it is obvious that such a quantity could not be transported to the site by concrete mixing lorries from external concrete production factories.

To carry out the requirement that 80% of the material should be brought in by rail, use was made of a large installation and material handling site that was available in the Zollstrasse on the north-east side of the SBB track field. It was there that one of the two provisional concrete production plants was installed. The second one was on the opposite side of the Central Station adjacent to the river Sihl on Kasernenstrasse.

Bauherrschaft
SBB Infrastruktur, I-PJ-DML, Zürich
SBB Immobilien, IM-DV, Zürich
Projektierung, Bauleitung (Rohbau, Brandlüftung)
IG Zalo bestehend aus: Basler & Hofmann AG, Zürich/Esslingen, und Pöyry Schweiz AG, Zürich
Generalplanung
Uas ag, bestehend aus: Dürig AG (Architektur), Zürich, Amstein und Walthert (Gebäudetechnik), Zürich, Caretta & Weidmann (Baumanagement), Zürich
Ausführung Rohbau, Spezialtiefbau
Arge 2.1 bestehend aus: Marti AG, Zürich, Implenia Bau AG, Zürich, Strabag AG (Brunner Erben AG, Astrada AG), Glattbrugg, Toneatti AG, Bilten

Client
SBB Infrastruktur, I-PJ-DML, Zurich
SBB Immobilien, IM-DV, Zurich
Planning, Site management (basic structural shell, fire ventilation)
IG Zalo consisting of: Basler & Hofmann AG, Zurich/Esslingen, and Pöyry Schweiz AG, Zurich
General planning
Uas ag, consisting of: Dürig AG (architecture), Zürich, Amstein und Walthert (building technology), Zurich, Caretta & Weidmann (construction management), Zurich
Basic structural shell, special civil engineering works
Consortium 2.1 consisting of: Marti AG, Zurich, Implenia Bau AG, Zurich, Strabag AG (Brunner Erben AG, Astrada AG), Glattbrugg, Toneatti AG, Bilten

Fig. 8
Sichtbetonbauteile mit anspruchsvollen Formen bilden die Abgänge aus der Perronhalle.
Fair-faced components with demanding shapes form the exits from the platform hall.

Together the two plants could produce 90 cubic metres of concrete per hour (60 m³ on Zollstrasse and 30 m³ on Kasernenstrasse). Consequently in one day concreting stages of up to 500 cubic metres could be achieved. Concrete components of this size are used mainly in the area of the 2 metre thick floor slabs of the platform storey.
The concrete pumping pipes used, which were mainly fixed in position, could manage lengths of up to 450 metres. Their main weakness was blocking up, especially with curved transitions with a rubber inner wall. This could remove water from the concrete and consequently reduce its ability to flow. Basically, however, the concept by which both conventional and self-compacting concrete (SCC) could be pumped was successful.

Sealing design
The four storeys of Löwenstrasse Station lie almost entirely within the groundwater and are exposed to high water pressure. The design of the sealing system is based on a so-called "brown sag" with external bentonite sealing strips. The sealing lies under the floor slab on a concreted and power trowelled levelling layer. In the wall area the seal is raised between the external diaphragm wall and the inner wall. The flatness of the diaphragm wall was obtained by power trowelled sprayed concrete. The walls of the complete underground station, which is over 500 m long, were built without expansion joints. Grouting channels are introduced for the construction joints.
With the requirement that the floor slabs, the diaphragm walls and the inner walls should be made in impervious concrete in addition to the "brown sag" at the same time a "white sag" was constructed. Special attention was given to the connection places to the existing bitumen-sealed structure.

Quality of concrete
The most important, non static requirements placed on the concrete came firstly from the design of the sealing, which specified a concrete that was impervious to water in the area of the white

kanäle eingelegt. Mit der Vorgabe, die Bodenplatten, die Schlitzwände und die Innenwände als WD-Beton auszuführen, wurde nebst der «Braunen Wanne» gleichzeitig eine «Weisse Wanne» realisiert. Besondere Aufmerksamkeit verlangten dabei die Anschlussstellen an die bestehenden, «schwarz» abgedichteten Bauwerke.

Betonqualitäten
Die wichtigsten, nicht statischen Anforderungen an den Beton ergaben sich aus dem Abdichtungskonzept, das im Bereich der Weissen Wanne einen wasserundurchlässigen Beton vorsah, sowie durch den hohen Anteil an Sichtbetonflächen und Sichbetonkanten, deren Qualität mitsamt der erforderlichen Kosmetik in der Ausschreibung festgehalten war (Fig. 8).
Für die Schlitzwände, die als WD-Beton ausgeführt wurden, kam ein C25/30 XC1 mit einem Mehlkorngehalt von 400 kg/m³ zum Einsatz. Für den Konstruktionsbeton wurde weitgehend C30/37 verwendet, wobei mit zwei Rezepten (konventioneller Pump-

und selbstverdichtender Beton, SCC), die unterschiedlichen Anforderungen der meisten Bauteile abgedeckt waren. Nur bei Lastverteilbalken und anderen hochbelasteten Bauteilen kam ein C40/50 zum Einsatz.
SCC wurde einerseits bei Anschlüssen an den Bestand (dünne Bauteilstärken, eingeschränkte Verdichtungsmöglichkeiten), bei Bauteilen mit komplizierten geometrischen Formen (z. B. Treppenaufgänge und Liftschächte in Sichtbeton) sowie bei Bauteilen mit aussergewöhnlich hohem Bewehrungsanteil verwendet. Andererseits wurden auch die als Unterfangung funktionierenden Bauteile mit SCC gebaut. Solche ergaben sich im Zusammenhang mit der Deckelbauweise insbesondere bei den obersten Wandetappen unter dem Deckel.

Sichtbeton
Zahlreiche Bauteile, wie Treppenaufgänge, Liftschächte, Abluftkamin und Rampenwände, wurden in Sichtbeton ausgeführt und hatten sehr hohe gestalterische Anforderungen zu erfüllen. Insbesondere die geometrischen Formen der Treppenaufgänge im Perrongeschoss und die Rahmenkonstruktionen bei den Treppen in der Perronhalle (Fig. 8), die zugleich als Abfangung der Hallendachstützen dienen, waren planerisch und ausführungstechnisch äusserst anspruchsvoll. Die intensive Zusammenarbeit zwischen Architekt, Projektverfasser und Bauunternehmung – insbesondere zu Beginn der Ausführungsphase – sowie ein Muster auf dem Installationsplatz waren für die erfolgreiche Umsetzung unabdingbar.

Autoren/Authors

Martin O. Bachmann
dipl. Ing. ETH/SIA
martin.o.bachmann@poyry.com

Valentin Rabitsch
dipl. Ing. FH
valentin.rabitsch@poyry.com

Pöyry Schweiz AG
CH-8037 Zürich

sag, and secondly from a high proportion of fair-faced concrete surfaces and edges, the quality of which together with the required cosmetic appearance had been laid down in the specification (Fig. 8).
For the diaphragm walls, which were made of impervious concrete, a C25/30 XC1 with a fines content of 400 kg/m^3 was used. C30/37 concrete was widely used for the construction and two concrete mix designs (conventional pumped concrete and self-compacting concrete, SCC) covered the different requirements of most of the components. C40/50 was only used for the load distribution beams and other highly loaded components.
SCC was used firstly for connections to the existing building (thin component thicknesses, restricted compaction possibilities) for components with complicated geometric shapes (e. g. staircases and lift shafts in fair-faced concrete) as well as components with a very high reinforcement content. On the other hand, components that provided the underpinning were also made with SCC. These were required in connection with the top-down construction of the floor slabs, especially for the uppermost wall stages under the roof slab.

Fair-faced concrete
Many components such as staircases, lift shafts, exhaust air chimneys and ramp walls were executed in fair-faced concrete and had to meet very high aesthetical requirements. In particular, the geometric shapes of the staircase exits in the platform storey and the frame structures for the steps in the platform hall (Fig. 8), which serve at the same time as underpinning for the hall roof columns were technically extremely demanding in both planning and execution. Close cooperation between architect, design engineer and contractor – especially at the start of the construction phase – as well as a sample on the site were essential for the successful completion of the project.

Hauptbahnhof Zürich – Unterquerung Südtrakt
Zurich main station – undercrossing of the southern wing

Fabian Persch, Roland Schmed

Einleitung

Mit dem Projekt «Durchmesserlinie» entsteht in Zürich derzeit eine neue Bahnstrecke, die den Westen der Stadt mit dem Hauptbahnhof und dem im Norden gelegenen Bahnhof Oerlikon verbindet. Ein zentraler Teil dieser Neubaustrecke ist der 4,8 km lange Weinbergtunnel, der von Oerlikon zum neuen Durchgangsbahnhof Löwenstrasse führt, der direkt unter dem Zürcher Hauptbahnhof entsteht (vgl. Seite 132). Der Tunnel muss dabei auf einer Länge von 110 m den historischen Südtrakt des Hauptbahnhofs unterqueren. Dieses 150 Jahre alte Gebäude steht unter Denkmalschutz und darf durch die Tunnelbauarbeiten keinerlei Schaden erleiden. Die unmittelbare Nähe zum Gebäude und die logistischen Schwierigkeiten, die sich beim Bauen unter dem intensiv genutzten Hauptbahnhof ergeben, erfordern innovative Lösungen beim Erstellen des Tunnels.

Introduction

With the project Cross-City Line a new railway line is currently under construction in Zurich, which will link the western part of the city with Zurich main station and Oerlikon station in the north. A significant part of the project is the 4.8 km long Weinberg Tunnel, connecting Oerlikon to the newly built Löwenstrasse station, which is situated directly underneath the main station (cf. page 132). Here, the tunnel runs a

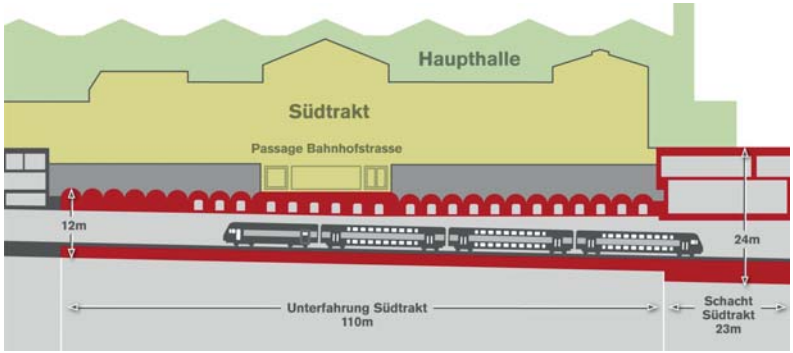


Fig. 1
Längsschnitt Unterquerung Südtrakt.
Longitudinal section of south wing.

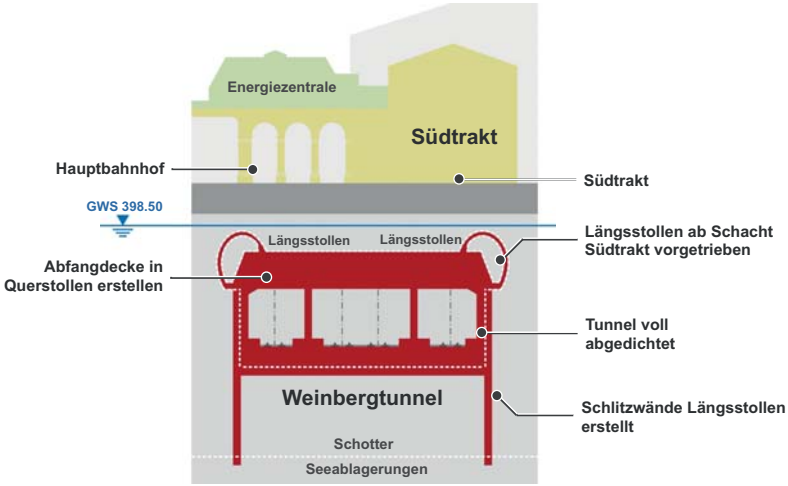


Fig. 2
Querschnitt Unterquerung Südtrakt.
Cross section of south wing.

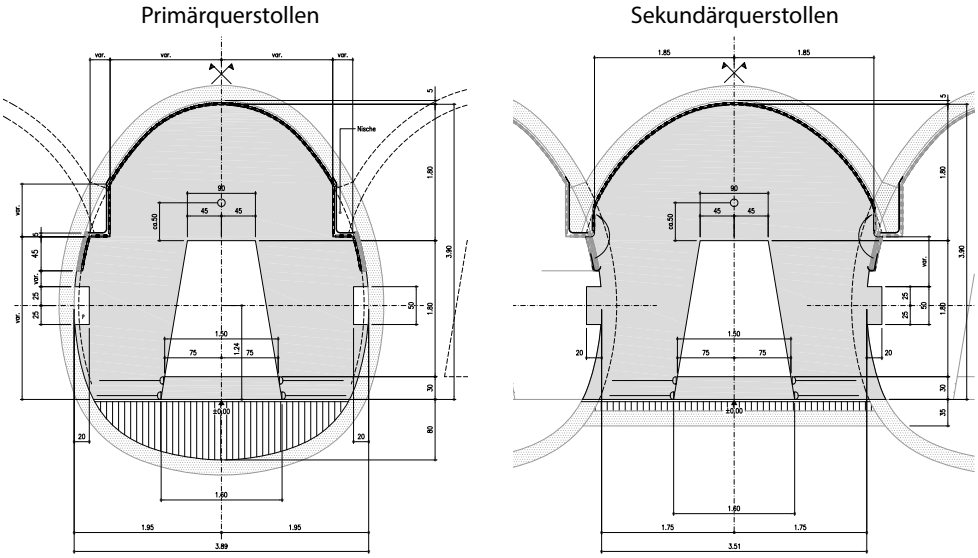


Fig. 3
Querschnitt Primär- und Sekundärstollen (mit eingebautem Abfangträger).
Cross section of primary and secondary tunnels (with transverse beams).

length of 110 metres below the station's historical southern wing. This 150-year old listed building is heritage-protected, and the tunnel has to be constructed without causing any structural damage to the building. Construction in close proximity to the southern wing, as well as the logistical difficulties involved with tunnelling beneath an intensively used railway hub requires innovative solutions.

Construction method

The construction method chosen for the undercrossing was a variation of the top-down solution. Top-down construction consists of a basement roof slab supported on diaphragm walls that provides lateral support as the basement is excavated. In the present case, however, due to the lack of access aboveground, the post-tensioned slab and the diaphragm walls were, in contrast to the usual top-down method, constructed using a conventionally driven system of longitudinal and transverse tunnels. The tunnel roof slab is designed as a structural element that transfers the loads acting on the diaphragm walls at the sides of the excavation. A total of 29 support beams, which were cast inside the transverse tunnels,

Bauverfahren

Als Baumethode für die Unterquerung wurde die bergmännische Deckelbauweise gewählt. Die Deckelbauweise besteht aus einer Abfangdecke, die auf Schlitzwänden aufliegt. Wegen des fehlenden oberirdischen Zugangs mussten im vorliegenden Fall aber die vorgespannte Abfangdecke und die Schlitzwände über ein System von Längs- und Querstollen «bergmännisch» erstellt werden. Die Tunneldecke ist als Abfangkonstruktion ausgebildet, um die Lasten an die seitlichen Schlitzwände abtragen zu können. Insgesamt 29 Abfangträger, die in die Querstollen betoniert wurden, bilden eine auf den Schlitzwänden aufliegende Decke. Unter dem Schutz dieser Betonkonstruktion konnte dann der eigentliche Tunnelquerschnitt ausgehoben und konnten Boden und Wände betoniert werden. Die Längsstollen über den Schlitzwänden werden im Endzustand als begehbare Gänge ausgebildet, aus denen die Vorspannung der Abfangträger kontrolliert und gegebenenfalls ausgewechselt werden kann.

Bauausführung

Die zwei 110 m langen Längsstollen wurden so ausgelegt, dass aus

form a slab supported by the diaphragm walls. Protected by this structure the actual tunnel works could be carried out. Once completed the longitudinal tunnels over the diaphragm walls will function as accessible passages, from which the post-tensioning of the support beams can be checked and replaced if necessary.

Execution

The size of the two 110 m long longitudinal tunnels was designed to enable the construction of the diaphragm walls and the driving of the transverse tunnels.
The size of the 29 transverse tunnels was given by the driving requirements and the static analysis for the support beams that had to be installed. The driving of the transverse tunnels and the concreting of the beams was carried out using a step-back process, i.e. starting with the primary tunnels and followed by secondary tunnels between them.
The transverse tunnels were driven from the southern longitudinal tunnel. The northern longitudinal tunnel was used as access to construct the transverse beams.
Once the transverse tunnels had been excavated, the concrete fill material and the lost formwork were installed in the floor. The

Fig. 4
Bewehrung eines Abfangträgers mit Hüllrohren für die Vorspannung.
Reinforcement of a transverse girder with post-tensioning ducts.

Fig. 5
Bewehrung und Schalung des Endträgers.
Reinforcement and formwork of the end beam.

diesen heraus mit Seilbaggern die Schlitzwandelemente abgeteuft werden konnten. Die Grösse der 29 Querstollen ergab sich aus den Anforderungen aus dem Vortrieb und den statischen Berechnungen für die einzubauenden Abfangträger.
Der Vortrieb der Querstollen und das Betonieren der Abfangträger erfolgten alternierend, indem zuerst jeder zweite Stollen (Primärstollen) erstellt und die entsprechenden Abfangträger betoniert wurden. Anschliessend wurden die zwischen den fertiggestellten Abfangträgern liegenden Querstollen (Sekundärstollen) und Abfangträger ausgeführt.
Der Ausbruch der Querstollen erfolgte aus dem südlichen Längsstollen heraus mit einem kleinen Tunnelbagger. Der nördliche Längsstollen wurde als Zugang zur Erstellung der Abfangträger genutzt.
In den Sohlen der fertig ausgebrochenen Querstollen erfolgte der Einbau des Negativbetons und der verlorenen Schalung. Anschliessend wurden die Trägerbewehrung und die Hüllrohre für die Vorspannkabel verlegt. Durchschnittlich konnte alle 8 Arbeitstage ein Abfangträger mit bis zu 380 m^3 selbstverdichtendem Beton verfüllt werden.

reinforcement and the casing for post-tensioning were laid, the formwork for the box beam placed in position and the faces shuttered. On average every 8 working days a bracing beam could be filled with up to 380 m^3 of self-compacting concrete (SCC).
Subsequently, the end beams were concreted, which transfer the loads to the diaphragm walls. The end beams also contained the anchorages of the post-tensioning tendons.

Post-tensioning

For the design of the slab post-tensioning, a multitude of boundary conditions had to be considered – for instance logistical and regulatory issues. Therefore, coordination between the project engineers, the contractor and the post-tensioning company had to start at an early stage. According to the guidelines of the Swiss Federal Railways, all tendons had to be electrically insulated. Furthermore, a potential replacement at a later stage had to be ensured. The main difficulty, however, was the extremely limited working space in the tunnels. After concreting of the end beam, the clear distance to the tunnel walls was very narrow with a maximum width of 1.50 m.

Anschliessend wurden an die Abfangträger die Endträger anbetoniert, die die Auflasten an die Schlitzwände abtragen. Im Endträger befinden sich auch die Verankerungen für die Vorspannkabel.

Vorspannung

Bei der Konzeption der Vorspannung der Abfangdecke mussten sämtliche logistischen und regulatorischen Randbedingungen in Betracht gezogen werden. Schon frühzeitig in der Planungsphase war daher eine gute Koordination zwischen den Projektverfassern, der ausführenden Bauunternehmung und der Vorspannfirma notwendig. Gemäss den SBB-Richtlinien waren alle Spannglieder elektrisch isoliert auszuführen. Zudem sollte ein späterer Ersatz der Kabel gewährleistet sein. Die Hauptschwierigkeit stellten bei allen Arbeiten aber die extrem beengten Platzverhältnisse in den Stollen dar. Nach dem Betonieren der Endträger betrug der lichte Abstand zur Stollenwand lediglich noch maximal 1,50 m. Ein Litzenüberstand, der normalerweise zum Vorspannen respektive zum späteren Kabelausbau nötig ist, war hier nicht möglich – ebenso wenig wie herkömmliches Hebegerät zum Ansetzen einer Spann-

Fig. 6
Einstossen der Monolitzen mit spezieller Umlenkvorrichtung.
Installation of monostrands with deviation device.

A strand overlength that is normally required for tensioning tendons or detensioning them for later replacement, was not available. Neither could conventional lifting equipment for the stressing jack be used in the narrow tunnel.
The post-tensioning system that was finally designed can certainly be considered unique. The tendons consisted of sheathed monostrands, which were pushed into cast-in-place plastic pipes in the transverse beams. To make sure that they withstand the concrete pressure the pipes were filled with water during concreting. The strand coils had to be placed outside the tunnel, and the monostrands had to be pushed through by means of a long guide tube and a special deviation device. In total, 3,600 m of post-tensioning tendons (i.e. 80 t of prestressing steel) were installed in the supporting load transfer slab. The stressing of the tendons was carried out by means of a bell-shaped grip, which was screwed onto the threaded anchor-heads and pulled by a stressing jack that was specially manufactured for the project. Between the pulled

presse eingesetzt werden konnte. Unter Berücksichtigung aller Rahmenbedingungen wurde ein Vorspannsystem entworfen, das in

heads and the bearing plates, shims were placed to maintain the elongation. Detensioning of the cables at a later stage is possi-

Fig. 7
Hebewagen für Spannpresse.
Trolley with stressing jack.

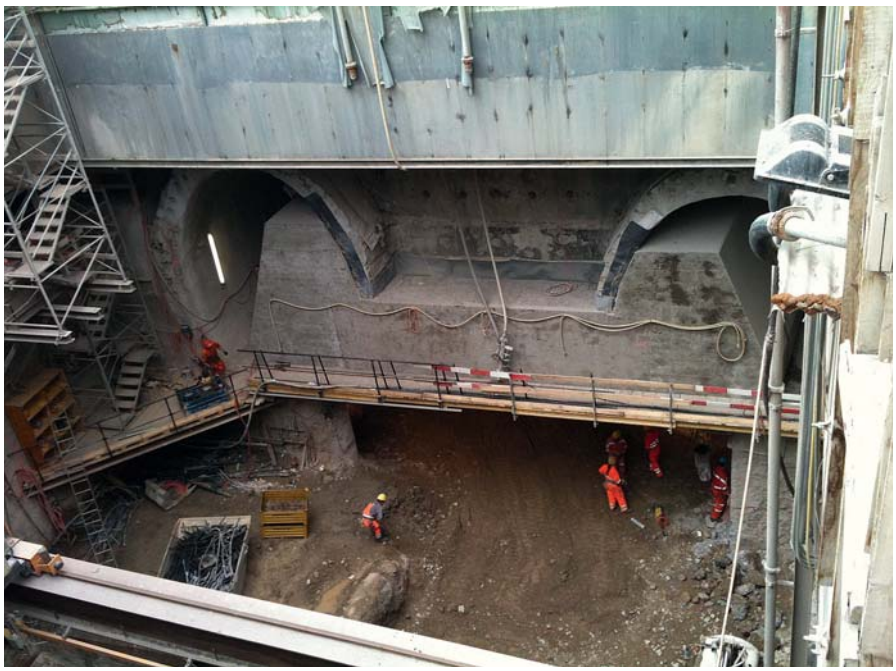


Fig. 8
Aushub unter fertiger Abfangdecke.
Excavation work under completed transfer slab.

dieser Form einmalig sein dürfte. Die Spannglieder bestanden aus gefetteten Monolitzen, die nach dem Betonieren der Abfangdecke in Sammelhüllrohre aus Kunststoff eingestossen wurden. Um dem Betondruck garantiert standzuhalten, wurden die Hüllrohre vor dem Betoniervorgang mit Wasser gefüllt und verschlossen.
Beim Einführen der Monolitzen stand der Litzenabrollkäfig ausserhalb des Stollens, und die Litzen mussten über ein langes Führungsrohr und mit einer speziell konstruierten Umlenkvorrichtung in die Abfangträger eingestossen werden. Insgesamt wurden etwa 3600 m Vorspannkabel respektive 80 Tonnen Spannstahl in der Abfangdecke verbaut.
Das Spannen der Kabel erfolgte über eine Zugglocke, die auf die mit einem Gewinde versehenen Ankerköpfe geschraubt und von einer eigens für das Projekt gefertigten Spannpresse gezogen wurde. Zwischen die gezogenen Köpfe und die Verankerungskörper wurden dem Dehnweg entsprechende Stützschalen eingelegt. Für ein allfälliges Entspannen der Kabel müsste man später lediglich die Ankerköpfe mit der Zugglocke anheben und die Stützschalen wieder entfernen. Auf einen Litzenüberstand für Spannen und Ausbau konnte so verzichtet werden.
Zum Ansetzen der ca. eine Tonne schweren Spannpresse konstruierte die Vorspannfirma einen passenden Hebewagen, der auf Rollen gelagert am Endträger entlang verschoben werden konnte. Nach dem Spannen wurden die Verankerungen abgedichtet und die elektrische Isolierung der Spannglieder gegenüber dem Bauwerk gewährleistet.
Nach Beendigung der Vorspannarbeiten wurden die Abfanglasten der Decke mit 140 Flachpressen (DN 750/6000 kN) aktiv auf die beiden Schlitzwände übertragen. Danach wurde mit den Aushubarbeiten unter der Abfangdecke begonnen.

ble by simply removing the shims. Thus a strand overlength was not needed for stressing or for replacement.
For placing the approx. 1,000 kg heavy stressing jack, the post-tensioning company designed and manufactured a suitable lifting trolley that could be moved along the end girder.
After tendon stressing, the anchorages were sealed and the tendons were electrically insulated from the structure.
After completion of the post-tensioning the bracing loads from the slab were transferred actively to both diaphragm walls with 140 jacks (DN 750/6000 kN), and the tunnel excavation works under the completed transfer slab could be started.

Autoren/Authors

Fabian Persch
dipl. Bauing. FH
Stahlton AG
CH-8340 Hinwil
fabian.persch@stahlton.ch

Roland Schmed
dipl. Bauing. ETH
Pöyry Schweiz AG
CH-8005 Zürich
roland.schmed@poyry.com

Neue Treppenaufgänge auf die Hardbrücke in Zürich
New staircases at Hardbrücke in Zurich

Wolfram Kübler

Einleitung

Die Stadtentwicklung mit einer neuen Tramlinie bedingte eine neue Erschliessung der Bushaltestellen auf der sanierten Hardbrücke. Architekten und Ingenieure formten dazu skulpturale Treppenspiralen, die den öffentlichen Raum unter der Brücke mit dem eigentlichen Brückenbauwerk verbinden. Bei der filigranen Struktur besonders zu berücksichtigen waren die konstruktive Detailausbildung, um eine an dieser exponierten Lage ausreichende Dauerhaftigkeit zu erzielen, sowie die Aufnahme der Brückenverformungen. Zwei der Aufgänge überbrücken 7 m mit einer auskragenden vorgespannten Passerelle.

Anlass und Aufgabenstellung

Die Hardbrücke in Zürich wurde ursprünglich als provisorisches Infrastrukturbauwerk erstellt und lag damals an der Grenze zwischen Stadt und Industriegebiet. Heute befindet sie sich mitten im In-Quartier Zürich-West. Aus Sicherheitsgründen wurde die Brücke für die zukünftige Nutzung ertüchtigt und saniert (vgl. S. 165). Im Abschnitt zwischen Bahnhof Hardbrücke und Escher-Wyss-Platz haben sich unter der Brücke wegen dieser Stadtentwicklung öffentliche Räume gebildet. Die neuen Treppenaufgänge dienen als Naht und verbinden diese Räume mit dem öffentlichen Verkehr auf der Hardbrücke in beide Fahrtrichtungen (Fig. 1).

Introduction

The urban development in the city with a new tram line necessitated renewed accessibility to the bus stops on the renovated Hardbrücke (a flyover bridge). For this purpose, the architects and engineers designed sculptural spiral staircases that connect the public space under the bridge with the actual bridge structure. Particular attention was given to the structural detail, to achieve a sufficient durability in this exposed position, as well as the deformations of the bridge. Two of the staircases have a 7 m span with a pre-stressed cantilevered pedestrian footbridge.

Motivation and assignment of tasks

The Hardbrücke in Zurich was originally erected as a temporary infrastructure and was once on the border between the city and an industrial area. Today it is located

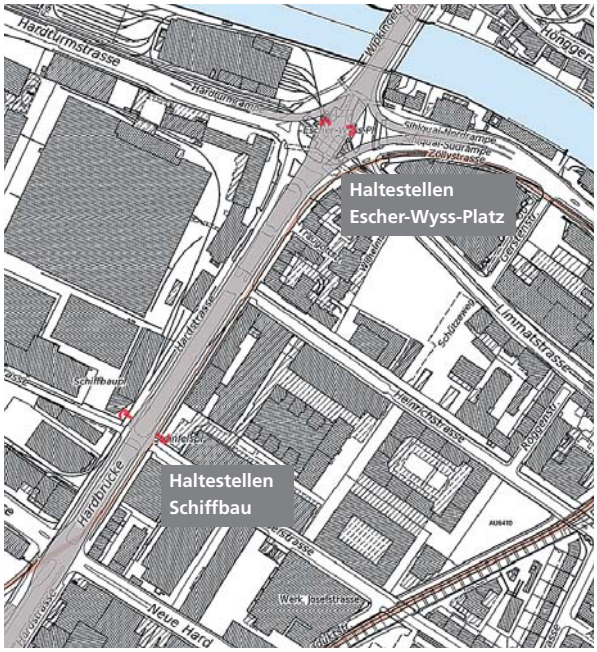


Fig. 1
Situation und Standorte der Aufgänge.
Location and position of the staircases.

Architektur und Funktion

Die geschwungene Form verleiht den Treppen eine plastische, zeichenhafte Wirkung. Die Treppengeometrie, aufgebaut auf den Gesetzmässigkeiten einer logarithmischen Spirale, vereint oberseitig die Anforderungen an Sicherheit und Komfort der Benutzer und unterseitig die Festlegung einer einfachen Wendelgeometrie zum Bau der Schalung.

Die Untersicht der Treppenspiralen und der Passerellen zeichnen Höhenlinien in der Stärke der Schalungsbretter ab, wobei jede Treppenstufe in sechs Höhenstufen unterteilt wurde. Die Aufgänge weichen das harte Betonbrückenbauwerk durch ihre geschwungene Form auf, was die Handläufe aus Holz mit ihrer unerwarteten haptischen Qualität betonen (Fig. 2).

Die Passerellen bei den Aufgängen zur neuen Haltestelle Schiffbau/Abaton sind die Verbindung zur Buswartehalle auf der Hardbrücke. Sie spannen als weit auskragende Platte vom Liftturm zum Brückenrand, ohne jedoch auf diesen Lasten abzugeben. Diese Passerellen sind notwendig, weil im Bereich der Hardstrasse wegen eines Industriegleises und

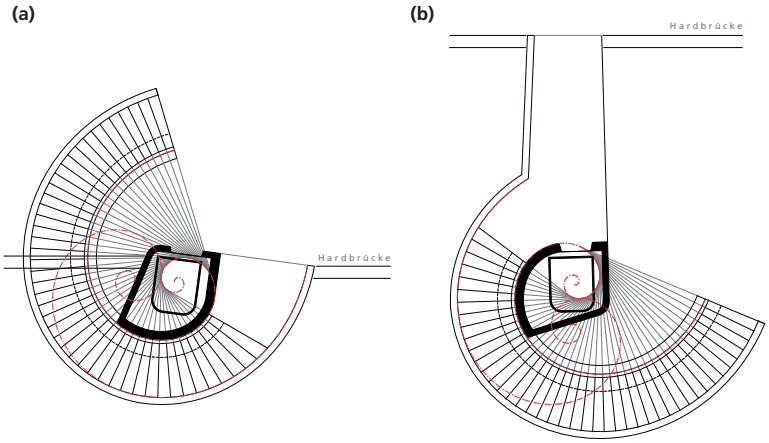


Fig. 2
Geometrieschema bei a) Escher-Wyss-Platz und b) Schiffbau.
Geometrical diagram at a) Escher-Wyss-Platz and b) Schiffbau.

in the heart of the trendy district of Zurich-West. For safety reasons the bridge was strengthened and renovated for future use (cf. p. 165). Due to the urban development, public spaces have been developed in the area between the Hardbrücke railway station and the Escher-Wyss-Platz. The new staircases serve as an interface connecting these public spaces and in particular, the public transport system, i.e. the existing trams and the new tram line No. 4 on the lower level with the bus stops on the Hardbrücke bridge in both directions (Fig. 1).

Architecture and function

The curved form of the staircases gives a vivid, stylish appearance. The geometry of the staircases, which are based upon the principles of a logarithmic spiral, combines the requirements of safety and comfort of the users at the top and the definition of spiral geometry to construct the formwork at the bottom.
The views from underneath the spiral staircase and the footbridge produce contour lines in the thickness of the formwork, with each step divided into six height intervals. The staircases soften the appearance of the rigid concrete bridge structure through their curved form, also accentuated by the timber handrail with the unexpected haptic quality (Fig. 2).

des Freihaltebereichs für Spezialtransporte die Aufgänge nicht direkt an der Brücke anliegen können.
Am Escher-Wyss-Platz verbleibt der Ausgangspunkt der Treppen unter der Brücke. Sie schwingen sich in einem Bogen nach aussen und hinauf auf die Brücke, einmal im Uhrzeiger- und einmal im Gegenuhrzeigersinn. In der Hardstrasse hingegen verlaufen beide Treppen im Uhrzeigersinn und verhalten sich somit punktsym-

The footbridges from the staircases to the new stop Schiffbau/Abaton connect to the bus shelter on the Hardbrücke. They are in the form of a wide cantilevered slab from the lift tower to the edge of the bridge but without transferring load to it. These footbridges are necessary as the staircases cannot abut directly on the bridge due to the presence of an industrial railway line and a holding area for special transports.
At the Escher-Wyss-Platz the exit point of the stairs remains under the bridge. It curves outwards in an arc and up onto the bridge, once clockwise and once anticlockwise. In the Hardstrasse however, both staircases run in a clockwise direction and thus relate to each other point-symmetrically. The staircase is also in a close spatial relation to the lift, which is also utilised structurally, as the load-bearing inner wall evolves out from the core of the lift (Fig. 3).

Boundary conditions and interfaces

The space is very confined at all four locations: bridge ramps, adjacent buildings and basements, as well as multiple layers of utility

Fig. 3
Aufnahme der Treppenuntersicht (Boesch Architekten).
Photo from below the stairs (Boesch Architekten).

metrisch zueinander. Die Treppe steht indes auch mit dem Lift in einer engen räumlichen Beziehung, die auch konstruktiv genutzt wird, indem sich die tragende Innenwange aus dem Liftkern heraus entwickelt (Fig. 3).

Randbedingungen und Schnittstellen

Die Platzverhältnisse sind an allen vier Standorten sehr beengt: Brückenrampen, angrenzende Gebäude und Untergeschosse sowie mehrlagig in alle Richtungen verlaufende Werkleitungen inklusive Gasleitungen. Bahn- und Tramgleise waren beim Bau der Aufgänge in Betrieb und mussten teilweise für das Gewicht einer Güterzuglokomotive unter- und abgefangen werden. Für die geometrische Entwicklung der Spiralen waren die Lichtraumprofile von Güterzügen und S-Bahn, Fahrleitungen, Freihaltebereiche für die Spezialtransporte und selbstverständlich die Blinden- und Behindertengerechtigkeit zu berücksichtigen.

Es sollen nahezu keine Lasten auf die verbreiterte Auskragung der Brücke abgegeben werden. Grosse Verformungen in alle Richtungen des Fugenübergangs von der Brücke zu den Passerellen erforderten die Entwicklung einer Spezialfugenkonstruktion.

Tragwerksbeschreibung

Die Treppenaufgänge, deren L-Querschnitt mit einseitiger Betonbrüstung sich in Form einer helixartigen logarithmischen Spirale hochschraubt, sind jeweils in einen Liftkern eingespannt. Die Fundation besteht beim Standort Schiffbau wegen enger Platzverhältnisse aus Pfahlwänden, die den Turmschaft verlängern und gleichzeitig als Baugrubenabschlüsse dienten. Beim Escher-Wyss-Platz verhindern tatzenförmig exzentrisch angeordnete Flachfundamentplatten das Kippen des Liftturms, der durch die angehängten Treppenspiralen stark exzentrisch belastet wird.

Speziell sind die vorgegebenen Deformationen der Hardbrücke als Einwirkungen/Randbedingungen:

ducts running in all directions including gas pipes. Train and tram rails were in operation during the construction of the staircases and partially underpinning and bracing was necessary to carry the weight of the engine of a freight train. For the geometrical development of the spirals, the structural clearance for freight and commuter trains, overhead contact lines, free holding areas for special transports and of course accessibility for the handicapped and blind had to be taken into account .

Almost no loads could be transferred to the extended cantilever part of the bridge. Large deformations in all directions from the joint transition from the bridge to the footbridge required the development of a special joint construction.

Description of the structure

The staircases, whose L-cross-section is a one-sided concrete parapet-like wall, rotate upwards in the form of a helical logarithmic spiral, are each fixed to one lift core. At the location Schiffbau, due to the limited space available, the foundation consists of pile walls that extend the tower shaft and at the same time served as an excavation support. At Escher-Wyss-Platz the tilting of the lift tower is prevented by eccentrically arranged flat paw-like foundation slabs. The lift tower is subjected to high eccentric loads due to the suspended staircases.

Worthy of mention are the specified deformations of the Hardbrücke as actions/boundary conditions:

- the joint transition must be designed to allow movement in horizontal directions.
- due to the risk of stumbling relative vertical displacements are undesirable, but at the same time if possible only small forces or none at all should be transferred.

The following actions were considered for the joint transition:

- Horizontal displacements of the bridge of parallel ± 41 mm and of transverse ± 57 mm

- der Fugenübergang muss in horizontalen Richtungen verschieblich ausgeführt werden
- vertikal sind wegen der Stolpergefahr keine Relativverschiebungen erwünscht, es sollen aber gleichzeitig nur möglichst k(l)eine Kräfte übertragen werden

Es wurden folgende Einwirkungen für den Fugenübergang berücksichtigt:

- Horizontale Verschiebungen der Brücke von parallel ± 41 mm und quer ± 57 mm
- Endzustand Brücke hoch = unbelastet: Hebung Kragarmspitze um +21 mm sowie volle Nutzlast Passerelle, was die Brücke mit max. 50 kN belastet
- Endzustand Brücke tief = belastet: Senkung Kragarmspitze um – 41 mm sowie keine Nutzlast Passerelle, was die Brücke um max. 100 kN entlastet (für Dimensionierung der Fugenübergangskonstruktion)

Daraus ergab sich das Ziel: Eine möglichst schlanke Konstruktion führt zu kleinen Zwängungskräften aus Schwinden und Temperatur sowie damit zu kleinen Rissbreiten und einer hohen Dauerhaftigkeit und Robustheit bei verhältnismässig geringem Bewehrungsverbrauch.

Vorspannung

Um diese Ziele auch für die stark exponierte und aus der Torsionswirkung auf der Innenseite gezogenen Treppenbrüstung zu erreichen, ist diese durch eine oben liegende Monolitze vorgespannt. Das Vorspannkabel in der Passerelle teilt sich von einem Spannkopf im Lift auf zwei Stränge, um die Spanndrähte in der weniger als 20 cm dünnen Kragplatte auf sehr niedrige feste Verankerungen verteilen zu können.

Entwicklung Fugenübergang

Aufgrund der aufzunehmenden Verschiebungen in horizontaler Richtung bei gleichzeitig vertikaler Fixierung konnten keine handelsüblichen Lager und Fugenübergänge verwendet werden. Es war eine dauerhafte Fugenkonstruktion mit niedrigem Unter-

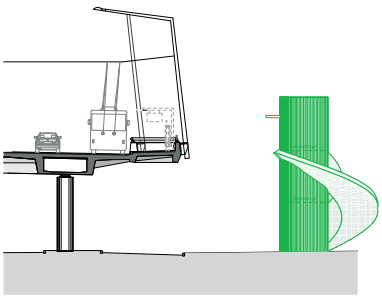


Fig. 4
Bauzustand I.
Construction stage I.

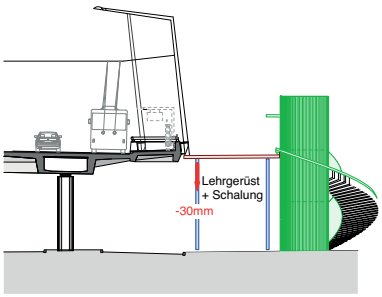


Fig. 5
Bauzustand II.
Construction stage II.

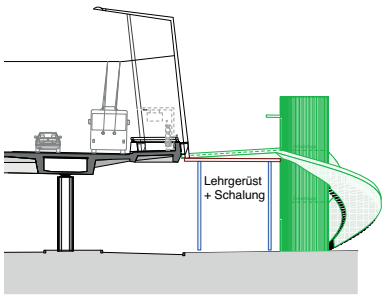


Fig. 6
Bauzustand III.
Construction stage III.

– Final state bridge high = unloaded: Heave of the tip of the cantilever of +21 mm as well as the full live load from the footbridge: the bridge is loaded by max. 50 kN
– Final state bridge low = loaded: Sagging of the tip of the cantilever of –41 mm as well as no live load of the footbridge: the bridge is unloaded by max. 100 kN (for dimensioning of the joint transition construction)

This led to the following aim: As slender a construction as possible leads to small constraining forces due to shrinkage and temperature and thus to small crack widths and high durability and robustness, with comparatively low use of reinforcement.

Prestress

To achieve these results also for the very exposed areas and due to the torsional action on the inside parapet-like wall of the staircase an external prestressed monostrand was required.
The prestressing cable in the footbridge splits from one prestressing head in the lift to two strands, to distribute the prestressing wires in the less than 20 cm thin cantilever slab to very low fixed anchorages.

Development of joint transition

Due to the displacements to be accommodated in the horizontal direction while fixed at the same time in the vertical direction, commercially available bearings and joint transitions could not be used. A durable joint construction

haltsaufwand zu entwickeln, die nach Möglichkeit die Nutzer nicht beeinträchtigt und k(l)eine Kräfte auf die Brücke abgibt.

Bau- und Endzustände Passerellen

Die Grundidee bestand darin, die auskragenden neuen Brückenverbreitungen für die Bushaltebuchten im belasteten Zustand durch die Passerellen nicht zusätzlich zu belasten, sondern tendenziell sogar zu entlasten.
– Ausgangslage:
Liftturm ist betoniert, die vorbereitete Treppenspirale wird zusammen mit der Passerelle in einem Arbeitsgang betoniert
– Bauzustand I (Fig. 4):
Die Schalung für die Passerelle wird auf der tiefsten zu erwartenden Höhenlage der Brücke erstellt.
– Bauzustand II (Fig. 5):
Die Passerellen werden bereits nach wenigen Tagen bei einer für das Vorspannen ausreichenden Festigkeit des Betons mitsamt der Schalung mithilfe von Pressen auf die eigentliche Null-Lage angehoben, womit sich ein positives Moment im Passerellenquerschnitt einstellt.
– Bauzustand III (Fig. 6):
Nun erfolgt der Fugenschluss mit der Brücke, indem die Lagerelemente in die bereits beidseitig in Brücke und Passerelle einbetonierten Stahlelemente mithilfe einer Presse eingebaut und auf ihren Gebrauchszustand vorgespannt werden. In diesem quasiständigen Zustand ist das erforderliche Gefälle für die Entwässerung in Längsrichtung zum Lift

with low maintenance effort had to be developed, which as far as possible does not affect the user and which transfers no or just small stresses to the bridge.

Construction and final states of the footbridges

The basic idea consisted in the loaded state of reducing rather than increasing the load applied by the footbridges to the cantilevered new bridge extensions for the bus stop bays.
– Initial position:
Lift tower is concreted, the prepared spiral staircase is cast together with the footbridge in one operation.
– Construction stage I (Fig. 4):
The shuttering for the footbridge is mounted on the lowest expected level of the bridge.
– Construction stage II (Fig. 5):
After a few days at a sufficient strength for prestressing the concrete, the footbridges, along with the shuttering, are raised by means of jacks to the actual zero position, which creates a positive moment in the cross-section of the footbridges.
– Construction stage III (Fig. 6):
The joint sealing with the bridge is now carried out, the bearing elements are already built into the concreted steel elements on both sides in the bridge and the footbridge with the aid of a jack and are prestressed to the serviceability state. In this quasi-permanent state, the required slope for the drainage in the longitudinal direction towards the lift is assured and the sealing in the form of

Fig. 7
Treppenaufgang am Escher-Wyss-Platz (Boesch Architekten).
Staircase at Escher-Wyss-Platz (Boesch Architekten).

hin sichergestellt und wird die Abdichtung in Form einen Flüssigkunststofffolie unter dem Asphaltbelag aufgebracht.
– Endzustand:
Stellt sich die Brücke höher als im Nullzustand ein, bewirkt dies für die Einspannung der Passerelle im Turm ein zusätzliches positives Moment. Dieser kurzzeitige Zustand ist für den Querschnitt unkritisch, selbst wenn die Unterseite aufreisst. Stellt sich die Brücke tiefer als im Nullzustand ein, erfährt die Passerelle ein negatives Moment und das im Bauvorgang eingeprägte positive Moment. Infolge der exzentrisch eingelegten Vorspannung bleibt der Querschnitt ungerissen und die Abdichtung unbeschädigt.

Materialisierung

Die Aufgänge wurden aus frosttausalzbeständigem Beton (XC4, XD3, XF4, Cl < 0,1, D_{max} = 16mm) erstellt. Der Betonlieferant wählte dieselbe Betonrezeptur wie für jene der Brückenergänzungen, um eine möglichst optimale farbliche Übereinstimmung der Bauwerke zu erreichen.
Geländer und nicht zerstörungsfrei austauschbare Verankerungen sind aus rostfreiem Stahl ausgebildet, die Fugenkonstruktion wurden entweder im Duplexverfahren (Feuerverzinkung + 2x Anstrich) beschichtet oder bestehen aus rostfreiem Stahl, für die Kunststoffteile wurde Teflon gewählt.

a synthetic liquid membrane sealant is installed under the asphalt layer.
– Final state:
If the bridge is higher than the zero state, this resuslts in an additional positive moment in the fixed end connection of the footbridge to the tower. This short-term state is not critical for the cross section, even if the soffit exhibits cracking. If the bridge comes to rest lower than zero position the footbridge experiences a negative moment superimposed on the positive moment resulting from the construction process . As a consequence of the eccentric prestressing the cross section remains intact and the sealing undamaged.

Special materials choices

The staircases were constructed with frost and de-icing salt resistant concrete (XC4, XD3, XF4, Cl < 0.1, D_{max} = 16mm). The concrete supplier chose the same concrete mix design as that used for the bridge extensions to achieve an

Planung und Schalungsbau

Für die Ausführung in Sichtbeton wurden erhöhte Anforderungen an die Schalungseigenschaften definiert und ausgeschrieben. Ausserdem wurde ein Muster im Massstab 1:1 erstellt, das von den Architekten und der Bauherrschaft genehmigt wurde.
Als Grundlage für die Werkplanung diente dem Schalungsbauer ein vollständiges 3D-CAD-Modell des Betonvolumens inklusive sämtlicher Schraubbewehrungen für Lift und Geländerverankerungen sowie der Vorspannung. Auch die Fugenkonstruktion wurde zur Klä-

Fig. 8
Treppenaufgang mit Passerelle bei der Haltestelle Schiffbau (Boesch Architekten).
Staircase with footbridge at Escher-Wyss-Platz (Boesch Architekten).

Projektdaten/Project data

Bauherr/Owner
Stadt Zürich/City of Zurich
Architekt/Architect
Elisabeth & Martin Boesch
Architekten ETH SIA BSA, Zürich
Bauingenieur/Civil engineer
Walt+Galmarini AG, Zürich
Geometrie Treppen/Geometry stairs
Urs Beat Roth, Zürich
Betonbau/Concrete works
Implenia Bau AG
CH-8050 Zürich

optimum colour match between the structures.
The railings and non-indestructible replaceable anchors are made of stainless steel, while the joint construction was coated either with the duplex process (hot-dip galvanising + two coatings) or made from stainless steel, for the plastic parts Teflon was chosen.

Planning and formwork

For a finish in fair-face concrete, increased requirements were defined and included in the call for tenders for the formwork properties. In addition, a 1:1 scale model was built, which was approved by the architect and the client.
As a basis for the detailed execution, a complete 3D CAD model of the concrete volumes, including all reinforcement screws, inserts for lift and handrail anchorages and prestressing was provided for the formwork firm.

Durability and maintenance

Joint planning of the architects and the client resulted in a very careful detailing and selection of materials, to create durable and low maintenance staircases that are heavily stressed the surroundings (traffic) and also the users:

- Partial reinforcement and anchors made of stainless steel reinforcement to optimize the cover to the reinforcement.
- Prestressing, so that the seal to the upper side of the footbridge remains in a crack-free condition.
- Graffiti protection and hydrophobic treatment (water-repellent) for easy maintenance and cleaning
- Natural stone facing on the steps resulting in less damage to the edges
- Synthetic liquid membrane as sealing under the facing is elastic, crack-bridging and impervious to underflow beneath the sealing
- Joint construction with a higher working life using high quality corrosion protection and facing materials.

rung der geometrischen Schnittstellen und Übergänge räumlich als Volumenmodell konstruiert.

Dauerhaftigkeit und Unterhalt

Resultat der gemeinsamen Planung mit Architekten und der Bauherrschaft waren eine sehr sorgfältige Detaillierung und Auswahl der Materialien, um die sehr stark durch die (Verkehrs-) Umgebung und auch die Nutzer beanspruchten Aufgänge dauerhaft und mit minimiertem Unterhalt auszugestalten:

- Teilweise Bewehrung und Verankerungen aus rostfreiem Bewehrungsstahl zur Optimierung der Bewehrungsüberdeckung
- Vorspannung, damit Passerellenoberseite mit Abdichtung in ungerissenem Zustand bleiben
- Graffitischutz und Hydrophobierung erleichtern den Unterhalt und die Reinigung
- Natursteinbelag auf Tritten führt zu weniger Kantenbeschädigungen
- Flüssigkunststofffolie als Abdichtung unter den Belägen ist elastisch, rissüberbrückend und unterlaufsicher
- Fugenkonstruktion mit hoher Lebensdauer durch hochwertigen Korrosionsschutz und Lagermaterialien.

Autor/Author

Wolfram Kübler
dipl. Bauing. FH
Walt+Galmarini AG
CH-8008 Zürich
kuwo@waltgalmarini.ch

Bauwerkserhaltung

Conservation des ouvrages

Conservation of structures

Verstärkung mit nachträglich eingemörtelter Querkraftbewehrung
Strengthening with post-installed shear reinforcement

Jakob Kunz

Einführung

Der Einfluss von nachträglich eingemörtelter Schubbewehrung auf den Querkraftwiderstand eines Bauteils wird untersucht. Das System wird bereits erfolgreich für die Verstärkung gegen Durchstanzen von Flachdecken [1] oder Fundamentplatten [2] eingesetzt. Neuere Untersuchungen zeigen, dass vorwiegend in eine Richtung beanspruchte Platten oft durch den Querkraftwiderstand limitiert sind [3]. Bemessungslasten wurden insbesondere bei Brücken dem schwereren Verkehr angepasst. Daraus folgt, dass viele Brückenkragarme, Decken von Tagbautunnels und andere Platten auf Querkraft verstärkt werden müssen. Deshalb drängte es sich auf, die Wirksamkeit von nachträglich eingemörtelter Querkraftbewehrung in der Verstärkung gegen Schubversagen zu untersuchen.

Verstärkung von Platten

Bestehende Betonplatten können auf verschiedene Weise verstärkt werden: Erhöhung der Betonstärke von Platte oder Stützen durch Aufbeton, Anbringen von externer geklebter Zugbewehrung (CFK, Stahllamellen) oder Einmörteln von Schubbewehrung in Bohrlöcher. Ein Vorteil der letztgenannten Methode ist, dass die Montage von nur einer Seite des Bauteils erfolgen kann und dass der Eingriff unsichtbar bleibt. Im Gegensatz zur Verstärkung mit Aufbeton werden die Abmessungen und das Gewicht des Bauteils nicht erhöht.

Die Länge der Bohrlöcher ist so, dass sie zumindest die unterste Lage der oberen Zugbewehrung der Platte erreichen soll. Ideal sind Bohrlöcher, die zur obersten Lage der Zugbewehrung reichen, d.h. über die gesamte statische Höhe der Platte reichen. Um zu vermeiden, dass beim Erstellen der Bohrlöcher die Plattenbewehrung teilweise zerstört wird, sollten die Bewehrungslagen, die auf der Seite liegen, von der her gebohrt wird, zuerst ausgemessen und angezeichnet werden. Es sollten nur Hammerbohrgeräte eingesetzt werden. Bei dieser Methode realisiert der Anwender sehr rasch, falls er die gegenüberliegende Bewehrung trifft und kann den Bohrprozess stoppen. Bei Verwendung von Diamantbohrgeräten bestünde die Gefahr, dass die gegenüberliegende Bewehrung verletzt würde.

Der obere Teil der Verstärkungsanker besteht aus einem Bewehrungsstab; der untere Teil setzt sich aus einem Teil mit glattem Schaft und anschliessend einem Gewinde M16 oder M20 zusammen. Für die Bemessung ist der Bewehrungsstab massgebend, weil der glatte Schaft und das Gewinde aus Stahl mit höherer Festigkeit bestehen. Für die untere Verankerung wird mit einem Glockenbohrer eine Vertiefung in der Betonoberfläche erstellt.

Nach dem Aushärten des Verbundmörtels wird der untere Ankerkopf installiert. Er besteht aus einer Injektionsscheibe, einer Kalottenscheibe (um Biegung im Anker zu vermeiden) und einer Mutter. Zur Sicherstellung einer schlupffreien Verankerung wird nach der Installation der Verankerung der Ringspalt zwischen Anker und Scheibe bzw. Bohrlochende mit Verbundmörtel injiziert.

Die Vertiefung, in die die untere Verankerung gesetzt wurde, bringt den Vorteil, dass sie mit einem Brandschutzmörtel aufgefüllt werden kann, womit der Brandschutz für die Durchstanzbewehrung gegeben ist. Ein wei-

Introduction

In the following sections a method is presented to install shear reinforcement in hardened concrete. The method of post-installed shear reinforcement has been successfully implemented for the strengthening of flat slabs [1] or foundation slabs [2] against punching or two-way shear.

Recent research has shown that the strength of one-way slabs without transverse reinforcement is usually governed by its shear strength ([3]. In addition, design loads have also been increased in codes of practice due to heavier traffic. As a consequence, a number of bridge deck slabs, cut-and-cover tunnels and other one-way slabs show the necessity of shear reinforcement when assessed according to the current state-of-the-art.

Strengthening of slabs

Existing slabs can be strengthened by various means: by increasing the thickness of the slab by concrete overlays or by adding post-installed shear reinforcement. Obvious advantages of the latter method are that the original geometry can be maintained, that the installation work can be carried out from one side of the slab and that the intervention remains invisible. In contrast to the concrete overlay technique, the size and weight of the structure are not increased by this method.

The length of the drilled holes should be at least enough to ensure that they reach the lowest level of the upper reinforcement, but preferably the holes should end only at the level between the tensile reinforcement layers in the two directions. In order to avoid cutting the slab reinforce-

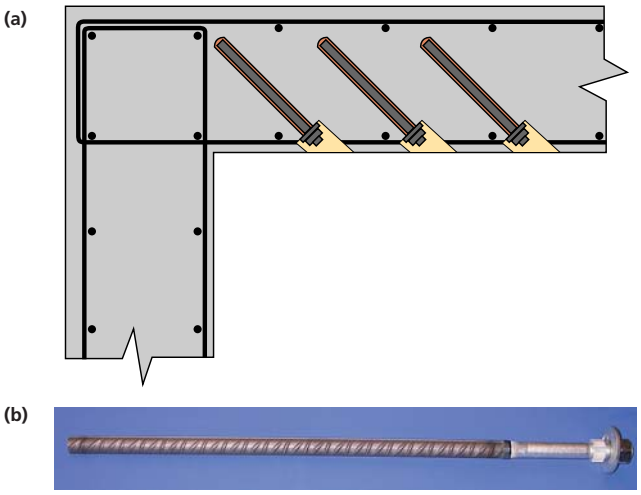


Fig. 1
Nachträglich eingemörtelte Querkraftbewehrung:
a) System und b) Verstärkungsanker.
Post-installed shear reinforcement:
a) system and b) strengthening anchor.

ment, the reinforcement layers on the side from which the installation is made should first be detected and marked. Only hammer drilling tools should be used; this method allows the user to realize immediately when reinforcement is hit and he can stop the drilling process. If diamond coring were used, the risk of cutting the slab reinforcement would be much higher.
The special anchors consist of a strengthening bar of diameter 16 mm or 20 mm in the upper part (see Fig. 1). The lower part is a smooth shaft with a thread at the end. For the design, the strength of the strengthening bar is decisive since the smooth shaft and thread are made of a steel of higher strength than that of the strengthening bar.
After hardening of the injection mortar, the lower anchor head is installed. It consists of an injection washer, a spherical washer to eliminate bending of the bar and a nut. To ensure a slip-free anchorage, the annular gaps and the interface between washer and the concrete surface are injected with mortar through the injection washer.
The anchor head is installed in an enlarged part of the drilled hole. The embedded anchorage has the advantage that it can be covered with a fire protection mortar and is not visible after the installation. Figure 1 shows a schematic representation of the post-installed shear reinforcement.
According to the general principles of reinforced concrete design, shear reinforcement should surround the tensile reinforcement. Since this is not possible with post-installed shear reinforcement, it is necessary to prove its efficiency by adequate testing.

terer Vorteil ist, dass die Betonoberfläche am Ende der Intervention wieder glatt ist und die Massnahme praktisch unsichtbar bleibt. Figur 1 zeigt eine schematische Darstellung der fertig installierten Verstärkung.
Nach den üblichen Prinzipien des Stahlbetonbaus sollte Schubbewehrung die Zugbewehrung umfassen. Da dies mit der dargestellten Methode nicht möglich ist, muss deren Wirksamkeit mit aussagekräftigen Versuchen nachgewiesen werden.

Schubversuche

Aufbau

Die Wirksamkeit der Querkraftverstärkung mit nachträglich eingemörtelter Querkraftbewehrung

Shear tests

Test arrangement

The efficiency of strengthening concrete slabs against shear with post-installed shear reinforcement was verified by a preliminary series of tests. Beams of 4.4 m length, 0.41 m height and 0.6 m width with different arrangements of shear reinforcement were subjected to monotonically increasing shear load. The beams rested on two supports with a span of 2.7 m and the shear load was applied by two pistons situa-

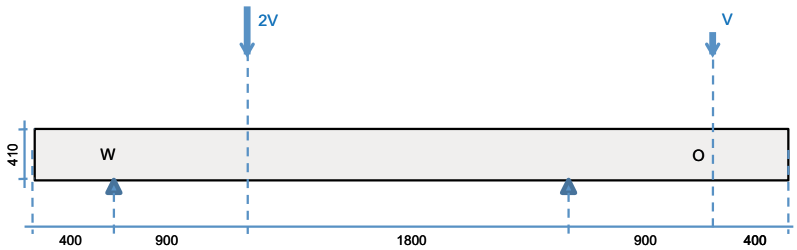


Fig. 2
Versuchskörper: Abmessungen und Lasteinleitung.
Test specimens: dimensions and load introduction.

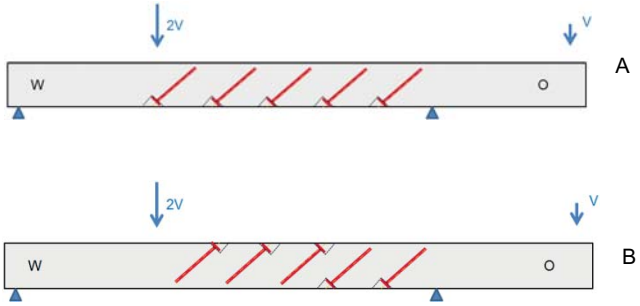


Fig. 3
Versuchskörper: Anordnungen der Verstärkungsanker.
Test specimen: arrangement of strengthening anchors.

wurde durch Versuche überprüft. Balken von 4,4 m Länge, 0,41 m Höhe und 0,6 m Breite wurden mit und ohne Schubverstärkung belastet. Die Auflager des Balkens waren 2,7 m voneinander entfernt und die Last wurde über zwei Zylinder aufgebracht, die je 0,9 m von den Auflagern entfernt waren, siehe Figur 2.
Die Prüfkörper wurden im mittleren Bereich mit nachträglich eingemörtelter Querkraftbewehrung verstärkt, wie in Figur 3 gezeigt. In den anderen Bereichen waren genügend Bügel eingelegt, um Querkraftversagen zu verhindern. Die Verstärkungsanker wurden in unterschiedlichen Positionen eingebaut: a) alle Ankerköpfe auf der Unterseite des Balkens und b) die Ankerköpfe immer in der Druckzone des Balkens. Der Durchmesser aller Anker betrug 16 mm, alle waren um 45° geneigt gegen-

ted at 0.9 m from each support, see Figure 2.
The specimens were shear-reinforced with the post-installed bonded reinforcement in the region indicated in Figure 3. In the other regions, sufficient transverse reinforcement (consisting of ordinary stirrups) was provided in order to avoid shear failures outside the investigated area. The strengthening bars were installed in two arrangement types: a) all anchor heads at the bottom of the beam and b) all anchor heads on the tension side of the beam. In the latter case (b) the bonded area is always in the tensile zone of the beam. All post-installed bars were of diameter 16 mm, inclined at 45° with respect to the beam axis and spaced at a distance (along the axis of the beam) equal to the effective depth of the member.

über der Balkenachse und der Abstand zwischen Ankern war ungefähr gleich der statischen Höhe des Balkens; gewisse Abweichungen ergaben sich durch die Lage der Querbewehrung unten im Balken.
Der Beton entsprach der Festigkeitsklasse C25/30 mit einem Grösstkorn von 16 mm. Es wurden nur geringe Abweichungen von der spezifizierten Betongüte gemessen. Die statische Höhe der Balken betrug 360 mm in allen Versuchen. Während der Versuche wurden folgende Parameter gemessen: Last, vertikale Durchbiegung des Balkens, Dehnungen in den Verstärkungsankern und die Öffnung der Risse.
Die Lasten V und 2V wurden konstant erhöht. Sobald die Schubrisse klar zu erkennen waren, wurden quer darüber Wegaufnehmer installiert, um die Ent-

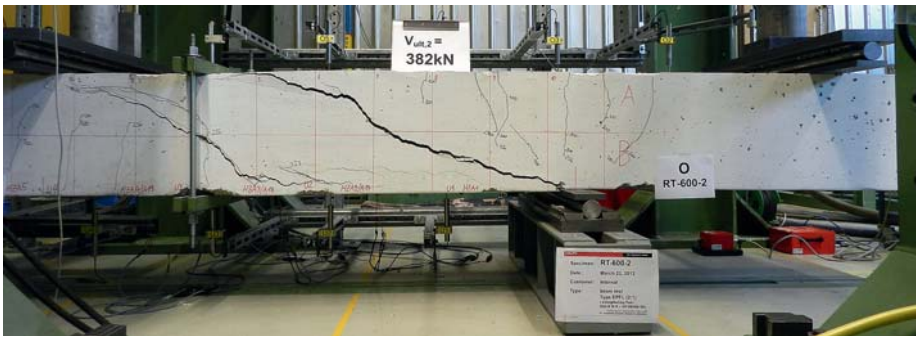


Fig. 4
Versuchskörper RT 600-2 nach zweitem Schubversagen.
Test specimen RT 600-2 after second shear failure.

Test	Test specimen description: Width [mm]	Concrete strength f_{ccm} [MPa]	Placement of shear reinforcement	Failure load V_{ult} [kN]	$F'_{ult} = V_{ult} \cdot (f_{ccm}/34)^{1/2}$ [kN]
RT 600-0	600	34.0	–	246	246
RT 600-1	600	42.4	A	345	309
RT 600-2	600	41.3	A	327	297
1st crack*				382	347
RT 600-3	600	42.1	B	398	358
2nd crack*				394	354

* Shear crack occurring after bracing the specimen over the first crack (Fig. 4).

Fig. 5
Zusammenfassung der Querkraftversuche.
Summary of the shear tests.

The specified concrete quality for all tests was C25/30 (maximum aggregate size equal to 16 mm) with only small variations observed in the entire series. The effective depth of the slab was 360 mm for all tests.
Measurements during the tests included the load, the vertical deformation of the beam, the strains in the strengthening bars and the opening of the shear crack.
The shear loads V and 2V were increased monotonically. When the shear crack became clearly apparent, displacement transducers were installed across it to measure the opening as a function of the additional loading. In some tests, the load was maintained at the level remaining after full opening of the first shear crack and the beam was then braced. Once the crack was braced, the beam was loaded again until a second shear crack occurred (Fig. 4)

Test results
Figure 5 summarizes the results of the four test specimens. The concrete strength in the table was measured on cubes of 150 mm side length. The reference test, which was without shear reinforcement (RT 600-0), resulted in a failure load of 246 kN. Since the concrete strengths of the other specimens were somewhat higher, the measured failure load was normalized in the last column of Figure 5 by the ratio of the square roots of the concrete strengths. In the tests described above the selected shear reinforcement led to increases in shear capacity of between 21% and 45% compared to a specimen without shear reinforcement. In spite of the relatively high scatter in the results this clearly shows that post-installed shear reinforcement is an effective strengthening method for structures lacking resistance to withstand one-way shear.
Depending on the position of a strengthening bar relative to the shear crack, the failure mode was yielding of the bar, pullout of the bar from the bonded section or a concrete cone from the anchorage plate towards the crack. Figure 6 shows strains at different positions of two strengthening bars in specimen RT 600-1. Bar 3 did not reach the yielding strain (about 2000 µm/m) at any position (Fig. 6a) while bar 4 exhibited yielding in the vicinity of the shear crack (Fig. 6b).
Therefore, a designer cannot assume that the shear reinforcement will yield at the ultimate limit state. In order to take this into account, an efficiency factor for the shear reinforcement can be introduced; it can be estimated from the geometry of the slab and of the anchor arrangement as well as the mechanical properties of the strengthening bars and the injection mortar. If such an efficiency factor is taken into

wicklung der Rissöffnung in Funktion der Weiterbelastung zu messen. Bei einigen Versuchen wurde die Last auf dem Niveau der Resttragfähigkeit nach dem Bruch gehalten und dabei wurde der Balken äusserlich verstärkt durch Gewindestangen. Als der Riss so überbrückt war, wurde der Balken nochmals belastet, bis ein zweiter Querkraftriss auftrat (Fig. 4).

Versuchsergebnisse und -auswertung
Figur 5 fasst die Ergebnisse an vier Versuchskörpern zusammen. Die Betonfestigkeit in der dritten Spalte wurde jeweils am Versuchstag an Würfeln mit 150 mm Kantenlänge gemessen. Der Referenzversuch ohne Querkraftbewehrung (RT 600-0) versagte bei einer Last von V = 246 kN. Da die Betonfestigkeit bei den anderen Prüfkörpern etwas höher war zeigt die letzte Spalte die mit der Quadratwurzel der effektiven Betonfestigkeiten normalisierten Versagenslasten.
Gegenüber dem nicht verstärkten Balken ergaben die Versuche eine Erhöhung des Widerstands um 21% bis 45% durch die nachträglich eingemörtelte Querkraftbewehrung. Dies zeigt deutlich, dass das System effizient ist zur Verstärkung von Balken oder Decken mit ungenügendem Widerstand gegen Querkraft.
Je nach Lage eines Verstärkungsstabs im Schubriss konnten diese

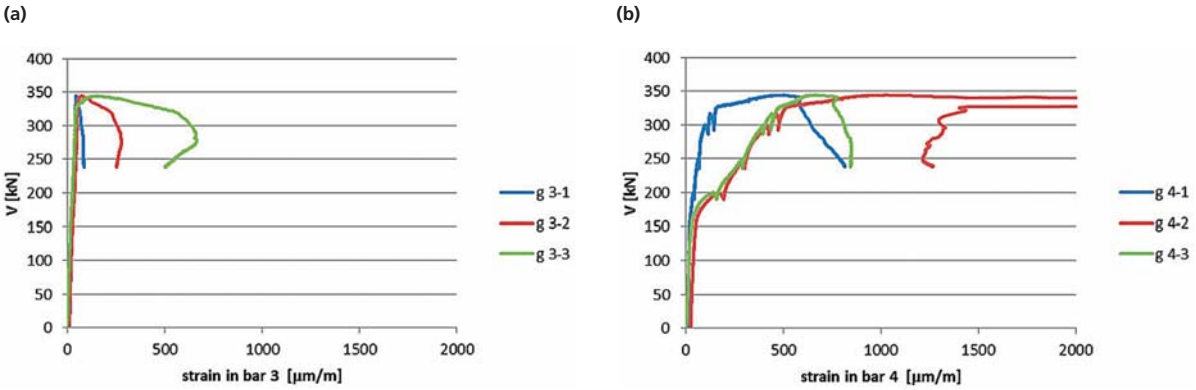


Fig. 6
Dehnungen in Verstärkungsstäben.
Strains in strengthening bars.

nicht immer die Fliesspannung erreichen; d.h. einige Stäbe versagten durch Fliessen, während andere ausgezogen wurden. Figur 6 zeigt die Dehnungen in zwei Stäben des Versuchskörpers RT 600-1. Stab 3 (Fig. 6a) erreichte an keiner Position die Fliessdehnung, während Stab 4 (Fig. 6b) im Bereich des Schubrisses ins Fliessen kam.

Für eine Bemessung kann daher nicht davon ausgegangen werden, dass die gesamte Schubbewehrung beim Versagen fliesst. Um die Versuche mit üblichen Bemessungskonzepten richtig zu erfassen, muss daher ein «Effizienzfaktor» der Schubbewehrung eingeführt werden. Ein durchschnittlicher Wert kann basierend auf der Geometrie der Platte und der Anordnung der Verstärkungsstäbe sowie der Eigenschaften der Stäbe und des Verbundmörtels ermittelt werden. Wird ein solcher Effizienzfaktor einbezogen, können die Versuchsergebnisse mit dem Bemessungsmodell für Bauteile mit Querkraftbewehrung aus dem Model Code 2010 [4] bzw. der Schweizer Norm SIA 262:2013 [5] sehr gut dargestellt werden.

Schlussfolgerung

Dieser Beitrag zeigt die Wirksamkeit von nachträglich eingemörtelter Bewehrung zur Verstärkung von Balken oder Platten bei Querkraftproblemen auf. Unter Berücksichtigung des geringen Querkraftbewerhungsgrads von 0,044% ist der Widerstandszuwachs beachtlich. Die Auswertung der durchgeführten Versuche zeigt, dass moderne Bemessungsmodelle für Bauteile mit Querkraftbewehrung die Wirkung des Systems sehr gut abbilden, wenn ein Wirksamkeitsfaktor für die Bewehrung aufgrund der spezifischen Verankerung berücksichtigt wird.

account, the test results can be very well reproduced with the design model of model code 2010 [4], also given in the Swiss Code SIA 262:2013 [5].

Conclusions

This shows the beneficial influence that post-installed bonded reinforcement has on the shear strength of one-way slabs or beams. The increase on the strength is considerable for a moderate ratio of shear reinforcement (0.044%). The evaluation of the test shows, that modern design concepts for members with shear reinforcement represent the effect of the system very well provided that an efficiency factor that takes into account the system specific anchorage is applied.

Autor/Author

Jakob Kunz
Dr. ès sc. techn, ing. civil EPFL
Hilti Aktiengesellschaft
FL-9494 Schaan
jakob.kunz@hilti.com

Literatur/References
[1] J. Kunz, M. Diggelmann, A. Muttoni; Deckenverstärkung gegen Durchstanzen. Der Bauingenieur, vol. n° 6, p. 1–7. Zürich, 2008.
[2] A. Gonzalez, S. Fonseca (2009); Anclajes Postesados para Refuerzo a Punzonamiento a Posteriori. ACIE Structuras Número: 4, Noviembre 2009.
[3] R. Vaz Rodrigues, M. Fernández Ruiz, A. Muttoni; Shear strength of R/C bridge cantilever slabs, Engineering structures, Vol. 30, Netherlands, 2008, pp. 3024–3033.
[4] fib Bulletin 66 (2012), Model code 2010 – final draft – Volume 2; fédération internationale du béton (fib), Lausanne, Switzerland.
[5] SIA 262:2013: Betonbau; Schweizer Norm SN 505 262. Schweizer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.

N1/312 Aabachtalviadukt, Lenzburg
N1/312 Aabachtal viaduct, Lenzburg

Jürg Weber

Einleitung

Das Aabachtalviadukt wurde mit dem Bau der Nationalstrasse A1 in den Jahren 1962 bis 1966 erstellt und ist damit Teil der stark frequentierten Autobahn Bern–Zürich.

Die Brücke war auf eine 4-streifige Autobahn ausgelegt und wies stark reduzierte Standstreifen von nur 1,25 m Breite auf. Bei einer Länge von über 360 m stellte die geringe Fahrbahnbreite erhebliche Einschränkungen im Betrieb, im Unterhalt und bei der Sicherheit dar.

Im Rahmen einer Zustandsbeurteilung in den 1990er-Jahren wurde daher von der damals zuständigen Abteilung Tiefbau des Kantons Aargau die Idee einer Brückenverbreiterung aufgegriffen. Unter Berücksichtigung des guten Zustands der bestehenden Brücke wurde die vorgesehene Instandsetzung zurückgestellt und eine Variantenstudie für die Verbreiterung der Fahrbahn in Auftrag gegeben. Daraus ergab sich die nun umgesetzte Brückenverbreiterung.

Mit dem Neuen Finanzausgleich gingen die Nationalstrassen und damit auch das Aabachtalviadukt aus dem Eigentum der Kantone an den Bund über. Für das Verbreiterungs- und Instandset-zungsprojekt war ab 2008 somit die Infrastrukturfiliale Zofingen des Bundesamts für Strassen (Astra) zuständig.

Introduction

The Aabachtal viaduct was built as part of the National Motorway A1 between 1962 and 1966 and is consequently part of the busy Berne–Zurich motorway.

The bridge was designed as a 4-lane motorway and had a reduced width hard of shoulder that was only 1.25 m wide. As the length is over 360 m this meant that the narrow carriageway width gave rise to considerable restrictions for traffic, maintenance and safety.

As part of a condition assessment in the 1990s the Civil Engineering Department of Canton Aargau, which was responsible for the viaduct at that time, considered the idea of widening the bridge. Bearing in mind the good condition of the existing bridge the planned renewal was deferred and a study for the widening of the carriageway was commissioned and the bridge widening has now been carried out.

With the new financial settlement, the national highways, and consequently also the Aabachtal viaduct, passed from the owner-

Bestehende Brücke

Objektbeschrieb

Die Nationalstrasse A1 überquert bei Lenzburg das Aabachtal in einer Höhe von knapp 20 m. Das Aabachtalviadukt ist 363 m lang, weist neun Felder mit Spannweiten von 29 m bis 48 m auf und beschreibt im Grundriss eine leichte Kurve mit einem Radius von 1800 m. Der Brückenquerschnitt besteht aus zwei Hohlkasten mit einer über beide Hohlkasten durchlaufenden Fahrbahnplatte, wobei in der Brückenachse für die Richtungstrennung eine Betonkonsole mit fester Leitschranke erstellt wurde.

Die Hohlkasten sind mit 1,80 m Höhe schlank und längs stark vorgespannt. Schlaff bewehrte Querträger verbinden sie bei den Stützen und den Widerlagern.

Fig. 1
Vollendete Brücke 1966 (Foto Archiv Astra).
Completed bridge 1966 (Photo Archiv Fedro).

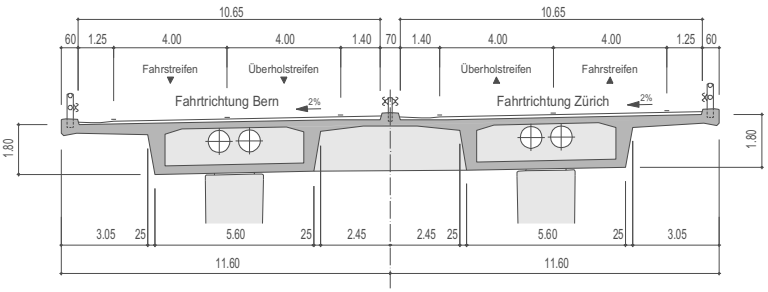


Fig. 2
Normalquerschnitt der bestehenden Brücke.
Normal section of the existing bridge.

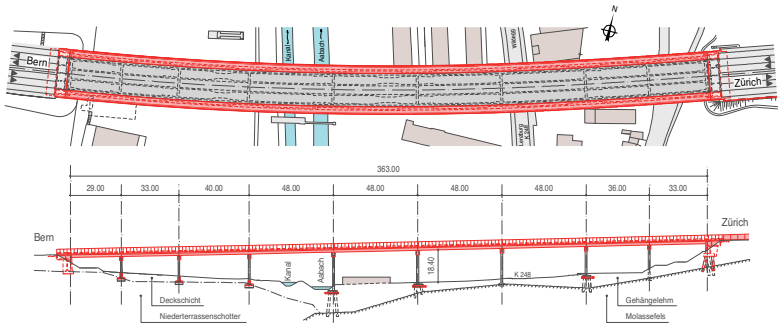


Fig. 3
Situation und Längsschnitt.
Situation and long section.

ship of the Canton to the Federal Government. Therefore, from 2008 onwards the Infrastructure Branch Zofingen of the Federal Roads Office (Fedro) was responsible for the widening and rehabilitation project.

Existing bridge

Description of the structure

The National Motorway A1 crosses the Aabachtal at a height of almost 20 m near Lenzburg. The Aabachtal viaduct is 363 m long and has 9 spans with lengths of between 29 m and 48 m and in ground plan describes a gentle curve with a radius of 1800 m. The bridge cross section consists of two box girders with a continuous roadway slab running over both box girders in which a concrete wall is erected in the bridge axis to separate the traffic flow in two directions by means of a fixed crash barrier.

The box girders are 1.80 m high, slender and longitudinally highly pre-stressed. Non-prestressed reinforced transverse beams connect them with the piers and the abutments.

The bridge is mounted such that it floats on the eight pairs of piers and the abutments. The central four pairs of piers are connected monolithically with the superstructure, while concrete joints are formed with the other piers. The abutment and the piers to the left of the Aabach are supported on shallow foundations in the lower terrace gravel. On the right hand side of the Aabach the foundation, depending on the depth to bedrock, is founded on the soft tertiary sandstone or on bored piles Ø 120 cm.

Die Brücke ist schwimmend auf den acht Stützenpaaren und den Widerlagern gelagert. Die mittleren vier Stützenpaare sind monolithisch mit dem Überbau verbunden; bei den übrigen Stützen sind Betongelenke ausgebildet. Das Widerlager und die Stützen links des Aabachs sind flach im Niederterrassenschotter fundiert. Auf der rechten Seite des Aabachs erfolgte die Fundation je nach Lage der Felsoberfläche flach auf dem Molassefels oder mit Bohrpfählen Ø 120 cm.

Zustandsbeurteilung

Die Zustandserfassung zeigte einen bemerkenswert guten Zustand. Insbesondere konnte am Überbau und an den Stützen kaum Bewehrungskorrosion festgestellt werden. Dies ist zu einem grossen Teil den für damalige Verhältnisse grossen Betonüberdeckungen der Bewehrung von 30 mm und mehr zu verdanken. Einzig in den Konsolköpfen und

Condition evaluation

The condition evaluation showed that the structure was in remarkably good condition. In particular, there was hardly any corrosion of the reinforcement in the superstructure and in the piers. This was mainly due to the, for that time, relatively large concrete cover to the reinforcement of 30 mm and more. Only in the bracket heads and in the middle bracket was the chloride corrosion down to a depth of over 30 mm in excess of the critical value.

However, the uppermost chambers of the multi-storey abutments exhibited high humidity because of leakage from the carriageway transitions. The support brackets of the carriageway transitions and the wall feet were in a correspondingly bad condition due to the continual discharge of water containing de-icing salts. Here there was massive local corrosion of the reinforcement and concrete spalling.

A detailed check showed that practically all components met the requirements for structural safety as specified in the current standards. The shear strength of the superstructure was the only problem area.

The very high longitudinal prestressing in the superstructure led to enormous bending stress reserves and to large normal forces in

in der Mittelkonsole lag die Chloridbelastung bis in eine Tiefe von über 30 mm über dem kritischen Wert.
Die obersten Kammern der mehrgeschossigen Widerlager wiesen jedoch wegen der undichten Fahrbahnübergänge eine hohe Feuchtigkeit auf. Die Auflagerkonsolen der Fahrbahnübergänge und die Wandfüsse waren durch den ständigen Eintrag von tausalzhaltigem Wasser in einem entsprechend schlechten Zustand. Hier zeigten sich lokal massive Bewehrungskorrosion und Betonabplatzungen.
Eine detaillierte Nachrechnung zeigte, dass praktische alle Bauteile die Anforderungen an die Tragsicherheit gemäss dem aktuellen Normenwerk erfüllen. Den einzigen Problempunkt stellte die Schubtragsicherheit des Überbaus dar.
Die sehr starke Längsvorspannung führt im Überbau zu enormen Biegetragreserven und zu grossen Normalkräften im Betonquerschnitt. An Bohrkernen ergaben sich Betondruckfestigkeiten von 65 bis 120 N/mm^2. Mit diesen Randbedingungen konnten Modelle mit extrem flachen Druckspannungsfeldern in den Trägerstegen gefunden werden, sodass sich die Querkrafttragsicherheit trotz der schwachen Bügelbewehrung nachweisen liess.

Fig. 4
Fertiggestellte Brücke, Südseite (Foto Astra).
Finished bridge, south side (Photo Fedro).

Verbreiterungs- und Instandsetzungsprojekt

Randbedingungen

Für die Verbreiterung waren folgende Randbedingungen bezüglich der Fahrbahn zu berücksichtigen: Ausbau auf mindestens das Standardprofil für eine 4-spurige Nationalstrassenbrücke. Weiter muss für zukünftige Unterhaltsarbeiten ein 4/0-Verkehrsregime eingerichtet werden können mit der kompletten Sperrung einer Brückenhälfte. Aber auch ein späterer Ausbau der Autobahn mit reduziertem 6-Spur-Profil ohne erneute Querschnittsanpassung soll möglich sein. Zur besseren Fahrbahnentwässerung muss das geringe Quergefälle erhöht werden. Zudem waren beidseitig Lärmschutzwände mit einer Wandhöhe von 3,0 m ab Fahrbahnrand gefordert.

Verbreiterungskonzept

Aufgrund der guten Bausubstanz und der nach wie vor genügenden Tragsicherheit stand ein Ersatz der Brücke nicht zur Diskussion. Vielmehr sollte sie so weit als möglich erhalten werden. Aus der Variantenstudie ging schliesslich eine Lösung mit Verbreiterung der bestehenden Hohlkasten und externen Querträgern als Bestvariante hervor.
Die beiden Hohlkasten wurden dabei mit je einem zusätzlichen Längssteg zu zweizelligen Hohlkasten erweitert. Die neuen Querträger unterhalb des bestehenden Überbaus tragen die Lasten aus diesen neuen Längsstegen auf die bestehenden Stützen ab.
Diese Lösung beeinträchtigt das Erscheinungsbild der Brücke nicht übermässig. Die auffälligste Änderung stellen die neuen Querträger dar. Diese visualisieren jedoch den Kraftfluss aus der Verbreiterung und stehen trotz ihrer maxi-

the concrete section. With drilling core specimens concrete compressive strengths of 65 to 120 N/mm^2 were obtained. With these boundary conditions models could be found with extremely uniform compressive stress fields in the beam webs, so that the transverse force carrying capacity could be verified in spite of the weak hoop reinforcement.

Widening and rehabilitation project

Boundary conditions

For the widening design the following conditions regarding the carriageway had to be taken into account. Widening to at least the standard section for a 4-lane national motorway bridge. In addition, for future maintenance work it must be possible to set up a 4/0 traffic system with the complete closure of half of the bridge. But a later extension of the motorway with reduced 6-lane profile without a renewed cross section adjustment should also be possible. In order to improve the drainage the small

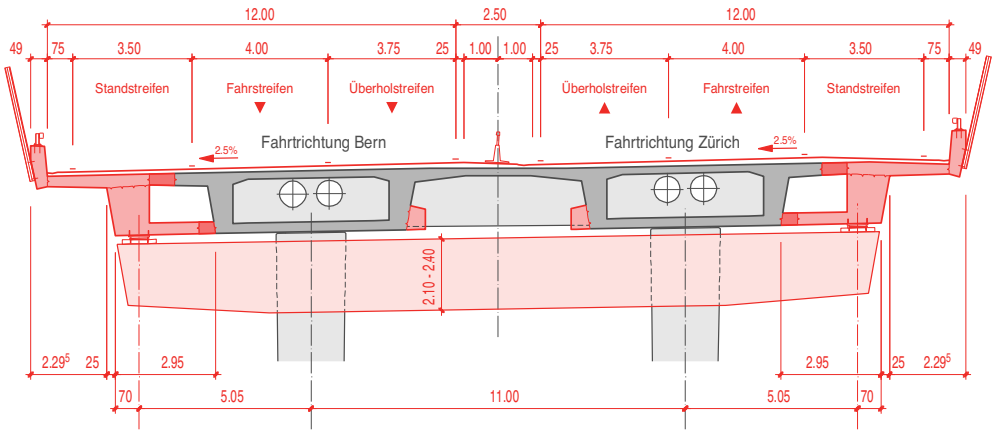


Fig. 5
Brückenquerschnitt bei den Stützen.
Bridge transverse section by the supports.

transverse gradient must be increased. In addition 3 m high noise protection walls at the edge of the carriageway are required on both sides of the road.

Widening design

Because of the good building materials used and the structural safety, which is still satisfactory, there was no question of replacing the bridge. Instead, as much as possible of it should be retained. From the various studies done it finally emerged that widening of the existing box girders and external transverse beams was the best solution.

The two box girders were each, therefore, widened with an additional longitudinal web to double-cell box girders. The new transverse beams under the existing superstructure carry the loads from these new longitudinal webs to the existing supports.

This solution hardly affects the appearance of the bridge. The new transverse beams are the most conspicuous change. These, however, indicate the force flow from the widening and in spite of their maximum cross section dimensions of 2.30 x 2.40 m are suitably proportioned to the superstructure width and the height of the supports.

To preserve the slenderness of the superstructure, walls that were only 80 cm high with crash barrier sections mounted on top of them and transparent noise protection walls were chosen. The angle of inclination of the noise protection walls followed the acoustic requirements.

The choice of external transverse beams also had the advantage that an important component of the load carrying structure could be constructed without the traffic being affected. Also during the complete widening of the superstructure four lanes with reduced widths were still available to traffic.

malen Querschnittsabmessungen von 2,30 x 2,40 m in einem ausgewogenen Verhältnis zur Überbaubreite und zu den Stützenhöhen. Damit die Schlankheit des Überbaus weiterhin erkennbar bleibt, wurden nur 80 cm hohe Leitmauern mit aufgesetzten Leitschrankenprofilen und transparente Lärmschutzwände gewählt. Der Neigungswinkel der Lärmschutzwände ergab sich aus akustischen Anforderungen.

Die Wahl externer Querträger hatte zudem den Vorteil, dass sich ein wesentlicher Bestandteil des Tragwerks erstellen liess, ohne den Verkehr zu beeinträchtigen. Auch während der gesamten Überbauverbreiterung konnten ständig vier Spuren mit reduzierten Breiten befahren werden.

Überbau

Da die bestehenden Trägerstege keine Reserven bei der Querkrafttragsicherheit aufweisen, dürfen aus den neuen Querschnittsteilen keine zusätzlichen Beanspruchungen in diese eingetragen werden. Daher wurden in der Fahrbahnplatte und in der unteren Kastenplatte Längsfugen zwischen dem alten und dem neuen Querschnitt offengelassen. Damit ist gewährleistet, dass die Normalkraft aus der Vorspannung auch wirklich im neuen Querschnitt wirkt und sich der neue Längsträger im Bauzustand unter Eigenlasten

Projektdaten/Project data

Bauherr/Owner
Bundesamt für Strassen, Zofingen
Federal Office for Highways, Zofingen
Projektverfasser/Project manager
Rothpletz, Lienhard + Cie AG, Aarau
Örtliche Bauleitung/Local site manager
dsp Ingenieure & Planer AG, Greifensee
Bauunternehmung/Contractor
Porr Suisse AG, Altdorf

Kenndaten/Data
Gesamtlänge/Overall length: 363 m
Spannweiten/Span lengths: 29–48 m
Trägerhöhen/Beam heights: 1,84 m / 1,91 m
Ursprüngliche Fahrbahnbreite/ Original roadway width: 22,00 m
Neue Fahrbahnbreite/ New roadway width: 26,50 m
Baukosten/ Construction costs: ca. CHF 23 Mio.
Bauzeit/ Construction period: 2010–2012

Fig. 6
Untersicht der verbreiterten Brücke (Foto Astra).
Overview of the widened bridge (Photo Fedro).

Fig. 7
Nordseite (Foto Astra).
North side (Photo Fedro).

und Vorspannung frei verformen konnte, ohne Zwängungskräfte auf den bestehenden Querschnitt auszuüben. Die Längsfugen wurden erst nach dem Absenken des Lehrgerüsts geschlossen.
Die Längsvorspannung wurde möglichst formtreu konzipiert, um auch Kriechumlagerungen auf die bestehenden Träger zu vermeiden. Dies liess sich in den Normalfeldern mit je vier Kabeln im Feld und sechs Kabeln über den Stützen mit P_0 = 4090 kN erreichen. Damit werden im Mittel 102% der ständigen Lasten mit der Vorspannung kompensiert und es resultiert wie bei der bestehenden Brücke eine hohe mittlere Betonpressung von 6–7 N/mm^2.
Die Geometrie der Hohlkastenerweiterung wurde bewusst so festgelegt, dass der Schubfluss beim konstruktiv schwierigen Anschluss der unteren Kastenplatte an den bestehenden Hohlkasten minimal ist und im Bauzustand, d.h. vor dem Fugenschluss, nur geringe Torsionsbeanspruchungen im neuen Querschnittsteil entstehen. Dies führte zu einer optisch etwas zu geringen Auskragung der Fahrbahnplatte. Die Leitmauern wurden erst nach dem Fugenschluss erstellt.

Querträger
Die Querträger sind stark vorgespannt. Die Vorspannung ist ebenfalls darauf ausgelegt, etwas mehr als die ständigen Lasten zu kompensieren, damit keine Querträgerdurchbiegungen entstehen, die zu Kraftumlagerungen aus den Hohlkastenerweiterungen auf die bestehenden Hohlkasten führen würden.

Superstructure
Since the existing girder webs had no reserve for the transverse force carrying capacity, no additional loads can be carried in these from the new cross section components.
Therefore, longitudinal joints between the old and the new cross section in the bridge floor and the lower box plate were left open. This guaranteed that the normal force from the pre-stressing also actually works in the new cross section and the new longitudinal girders could freely deform during construction due to dead load and pre-stressing, without exerting secondary bending forces on the existing cross section. The longitudinal joints were only closed after the removal of the falsework.
The longitudinal pre-stress was designed to maintain its shape, as far as possible, in order to also avoid creep redistributions in the existing girders. This can be achieved in the normal fields in each case with four cables in the field and six cables over the supports with P_0 = 4090 kN. Consequently an average of 102% of the permanent loads is compensated by the pre-stress and this results, as with the existing bridge, in a high average concrete pressure of 6–7 N/mm^2.
The geometry of the box girder widening was deliberately chosen

Unterbau
Die Stützen mussten trotz einer Erhöhung der Stützenlast um rund 40% nicht verstärkt werden. Dank der hohen Betonfestigkeit und des hohen Elastizitätsmoduls konnte die Knick- und Systemstabilität der schwimmend gelagerten Brücke nachgewiesen werden. Zur Verifizierung der Rechenergebnisse hatte das Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich einen Belastungsversuch am bestehenden Objekt durchgeführt und so die horizontale Systemsteifigkeit experimentell ermittelt. Diese liegt noch deutlich höher als der rechnerische Wert. Die Stützenfundamente mussten zum Teil verstärkt werden. Die Widerlager wurden für die Aufnahme des neuen Überbaus entsprechend verbreitert.

Instandsetzung der bestehenden Brücke
Die Konsolköpfe als problematischste Bauteile des bestehenden Überbaus wurden abgebrochen. Ebenso wurde die Mittelkonsole entfernt und durch ein mobiles

Fig. 8
Vorspannung im neuen Steg.
Pre-stress in the new web.

Fig. 9
Vor dem Fugenschluss (Foto Astra).
Before the joint sealing (Photo Fedro).

such that the shear flow with the difficult design connection of the lower box plate to the existing box girders is minimal and that during construction, that is to say, before the joint seal, only low torsional loading is produced in the new cross section part. Optically this led to an overhang of the bridge floor that was rather small. The guide walls were only erected after the joint sealing had been carried out.

Transverse beams
The transverse beams are highly pre-stressed. The pre-stressing is designed to overcompensate for the permanent load so that no transverse beam deflection occurs that would lead to force redistribution from the box girder extensions to the existing box girders.

Substructure
The piers do not need to be reinforced in spite of an increase in the load to be supported of about 40%. Due to the high concrete strength and the high modulus of elasticity the buckling and system stability of the bridge, which is mounted so that it floats on its supports, can be demonstrated. The Institute of Structural Engineering of the Swiss Federal Institute of Technology (ETH) in Zurich carried out a loading test on the existing structure to check the calculated results and thus determined the horizontal stiffness experimentally. This was significantly higher than the calculated value. Some of the foundations of the supports had to be strengthened. The abutments were suitably widened to accommodate the new superstructure.

Repair of the existing bridge
The cantilever heads, which were the most problematic component of the existing superstructure, were demolished. Likewise the central concrete wall was removed and replaced by a mobile crash barrier system. The concrete repair work on the superstructure was consequently limited to local damage points.
On the other hand, the support brackets for the carriageway joints in the abutments were replaced. The chloride-attacked concrete in the upper abutment chambers was removed over a large area and the reinforcement derusted before the walls were reprofiled. Reinforcement was not necessary.
The complete bridge floor was sealed with polymer sealing strips and fitted with a new cast asphalt coating. The complete drainage system was replaced as well.

Leitschrankensystem ersetzt. Die Betoninstandsetzungsarbeiten am Überbau beschränkten sich damit auf lokale Schadstellen.
In den Widerlagern wurden dagegen die Auflagerkonsolen für die Fahrbahnübergänge ersetzt. Der chloridbelastete Beton in den oberen Widerlagerkammern wurde grossflächig abgetragen und die Bewehrung entrostet, bevor die Wände reprofiliert wurden. Verstärkungen waren nicht erforderlich.
Die ganze Fahrbahnplatte wurde mit Polymerdichtungsbahnen abgedichtet und mit einem neuen Gussasphaltbelag versehen. Ebenso wurde das ganze Entwässerungssystem ersetzt.

Autor/Author

Jürg Weber
dipl. Bauingenieur ETH
Rothpletz, Lienhard + Cie AG
Projektierende Bauingenieure SIA
CH-5001 Aarau
juerg.weber@rothpletz.ch

Instandsetzung der Hardbrücke
Rehabilitation of the Hardbrücke

Dieter Flückiger, Ueli Reber

Einleitung

Die Ertüchtigung der Hardbrücke umfasste eine Instandsetzung, eine gestalterische Aufwertung und insbesondere eine umfangreiche Verstärkung des Brückenüberbaus. Diese war gekennzeichnet durch die Anordnung zusätzlicher Tragelemente in Längs- und Querrichtung. Die im Brückenbau beispiellose Interventionstiefe ist Ausdruck des deutlich angehobenen Beanspruchungsniveaus, das sich durch die aktualisierte Nutzung ergibt.

Bauwerk

Die Hardbrücke besteht aus der 1330m langen Hauptbrücke, unterteilt in sechs Brückenabschnitte sowie in je vier Auf- und Abfahrtsrampen mit einer Gesamtlänge von rund 785 m. Figur 1 zeigt die verwendeten Bezeichnungen der Abschnitte und die Gliederung der Brücke in eine Brücke Nord und eine Brücke Süd. Die Abschnitte 1 bis 5 wurden in den Jahren 1969 bis 1973 erstellt. Der Abschnitt 0 wurde von 1979 bis 1982 erbaut.

Zustand und Schadensmechanismen

Die Hardbrücke wies viele typische Schäden und Schwachpunkte von intensiv genutzten Spannbetonbrücken dieses Alters auf. Der Belag war am Ende seiner Nutzungszeit angelangt, er war gekennzeichnet durch Spurrinnen, Risse und Belagsausbrüche (Fig. 2). Der Brückenrand, bestehend aus Randbrüstungen und Leitschranken, entsprach statisch und geometrisch nicht mehr den Anforderungen an die passive Sicherheit. Die Betonabplatzungen infolge Bewehrungskorrosion gefährdeten teilweise die darunterliegenden Bereiche. Die Brückenabdichtung war spröde und undicht oder fehlte gar. Dies führte zu Wasserinfiltrationen in die Fahrbahnplatte und die Hohlkästen. Die Brückenentwässerung war undicht, entsprach nicht mehr den heutigen Anforderungen und vernässte das Brückeninnere. In der Folge wurde die Tragkonstruktion durch ablaufende Korrosionsprozesse der Bewehrung beeinträchtigt, was zu einer Reduktion der Tragsicherheit führte. Die Pfeiler und Widerlager waren ebenso infolge korrodierender Bewehrung schadhaft. Sodann waren die Fahrbahnübergänge undicht. Die mechanischen Teile waren abgefahren und lose, was zusätzlich eine Lärmbelastung nach sich zog. Die

Introduction

The strengthening of the Hardbrücke (a flyover in Zurich) entailed the rehabilitation, design improvements and, in particular, substantial strengthening of the bridge superstructure. It involved above all the arrangement of additional load-bearing elements in the longitudinal and transverse directions. The exceptional depth of intervention is attributed to the considerably increased operational demands resulting from the present-day use.

Structure

The Hardbrücke consists of the main bridge, which is 1,330m long and divided into 6 sections, plus 4 drive-up and 4 drive-down ramps with an overall length of 785m. Figure 1 shows the designations given to the sections and the subdivision of the bridge into a bridge north and bridge south. The sections 1 to 5 were built from 1969 to 1973. Section 0 was built in the period from 1972 to 1982.

Condition and Damage Mechanisms

The Hardbrücke exhibited the various kinds of damage and weak

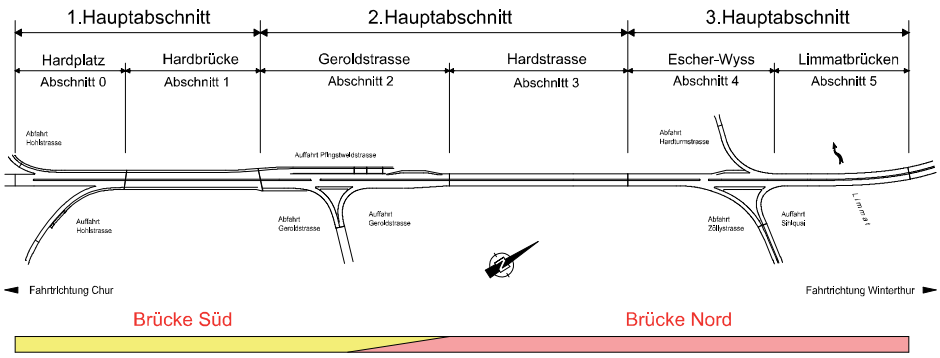


Fig. 1
Übersicht mit Gliederung der Hardbrücke.
Overview of the construction sections of the Hardbrücke.

Fig. 2
Der Belag wies Risse und Spurrinnen auf.
Road surface shows signs of cracking and rutting.

Fig. 3
Gravierende Schäden an Gerbergelenken.
Serious damage to the Gerber hinges.

points typical for an intensely used prestressed concrete bridge of this age. The pavement surface had reached the end of its useful life with ruts, cracking and spalling of the concrete in the road surfacing (Fig. 2). The sides of the bridge, consisting of edge beams (acting as parapets) and safety barriers, no longer fulfilled the structural and geometrical requirements of passive safety. The concrete spalling, which was due to the corrosion of the reinforcement, endangered in some places the areas beneath the bridge. The bridge sealing was brittle and leaky or even non-existent. This resulted in the infiltration of water into the carriageway deck and the box girders. The bridge drainage system was not watertight, did not meet today's requirements and led to the ingress of water to the inside of the bridge.

Projektdaten/Project data

Bauherr/Owner
Stadt Zürich/City of Zurich
Projekt und Bauleitung/
Design and site supervision
IG/Joint venture Hardbrücke:
Edy Toscano AG und/and
Flückiger + Bosshard AG
Bauunternehmer/Contractor
Arge/Consortium Hardbrücke:
Locher AG Zürich, Walo Bertschinger AG, Implenia Bau AG

Termine/Time-frame
Beginn/Start: August 2009
Ende/End: November 2011

Brückenlager viele Korrosionsschäden auf, teilweise waren die Lagermassen ausgedrückt.

Statik

Die Tragkonstruktion wies besonders beim Hauptträger und bei Querträgern Betonrisse auf, induziert aus einer Überbeanspruchung. Bei der Erarbeitung des Massnahmenprojekts wurde die Hardbrücke mit den Rampen statisch und konstruktiv nach den Normen SIA 260 ff. [1, 2, 3] überprüft. Die Tragsicherheit war für wesentliche Haupttragelemente der Hauptbrücke (Längsträger, Querträger, Fahrbahnplatte) ungenügend. Insbesondere erwies sich die Schubtragfähigkeit als unzureichend. Die statischen und konstruktiven Mängel waren teilweise so gravierend (Brückenenden Abschnitt 3, sog. Gerbergelenke, Fig. 3), dass Sofortmassnahmen ergriffen werden mussten, um den sicheren Betrieb zu gewährleisten.
In den Brückenabschnitten 4 und 5 wurden seinerzeit grossteils Netzbewehrungen verbaut, was im Brückenbau sehr selten vorkommt. Die Netzbewehrungen weisen gegenüber Stabstahl, bedingt durch die Schweissungen, eine sehr geringe Ermüdungsfestigkeit auf, sodass die Fahrbahnplatte dieser Brückenabschnitte sehr wenig ermüdungssicher war. Weil auch in Zukunft mit einem hohen Verkehrsaufkommen zu

As a result, the load-bearing structure was weakened by the corrosion of the concrete reinforcement, which reduced the bearing capacity. The piers and abutments were also damaged due to corroding reinforcing bars. Consequently, the expansion joints were leaky. The mechanical components were worn and loose, causing in addition noise pollution. Many parts of the bridge bearings had been damaged through corrosion, while some of the bearings showed squeezed out buffers.

Structural Analysis

Due to overloading, the structure exhibited concrete cracking, especially in the main beam and also in the cross beams. In planning the remedial measures, the Hardbrücke was examined regarding the statics and design according to the SIA codes 260 ff [1, 2, 3]. The structural safety of essential main structural elements (longitudinal beams, transverse beams, carriageway slab) was insufficient. Especially, the shear resistance proved to be inadequate. The deficiencies in the statics and design were so serious in some places (ends of the bridge, section 3, so called "Gerber hinges", see Fig. 3) that immediate remedial measures had to be implemented to guarantee a safe operation.
Mesh reinforcement had been installed in sections 4 and 5,

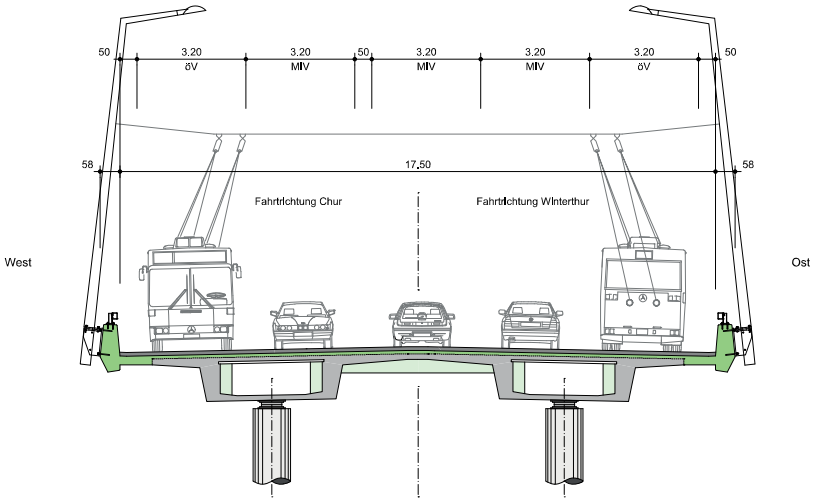


Fig. 4
Querschnitt der Brücke Nord nach der Instandsetzung.
Cross section of the bridge "north" after rehabilitation.

rechnen ist, mussten die gefährdeten Bauteile, insbesondere die Fahrbahnplatte, verstärkt werden. Die teilweise stark gekrümmten Rampen wiesen vor allem bei den Endfeldern eine ungenügende Tragsicherheit auf und mussten daher lokal verstärkt werden. Im Bereich der Rampenanschlüsse an die Hauptbrücke bestanden konstruktive Schwachstellen, die eine entsprechende Ertüchtigung und Verstärkung erforderten. Die Anprallsicherheit der Brückenpfeiler gegenüber dem motorisierten Individualverkehr (MIV), dem Bahn- und Tramverkehr konnte nicht nachgewiesen werden. Ebenso fehlte ein ausreichender Widerstand gegenüber der Erdbebeneinwirkung.

which at the time was very rare in bridge engineering. Compared to steel bars, due to welding the mesh reinforcement has very low fatigue strength and thus the carriageway slab in these sections had a very low fatigue resistance. The endangered components, especially the carriageway slab, had to be reinforced in view of the expected high volume of traffic in future.
The partly highly curved ramps, had an insufficient load-bearing capacity, especially in the end spans, and had to be reinforced locally. The areas of the connection between the ramps and the bridge showed deficiencies in the

Nutzungsvereinbarung

Die Ertüchtigung der Hardbrücke sollte den erhöhten Anforderungen an das Bauwerk Rechnung tragen und eine weitere Nutzung von 50 Jahren ermöglichen. Das Angebot bzw. die Kapazität für den MIV sollte beibehalten, aber nicht erweitert werden. Hingegen sollten, wo ohne Verbreiterung der Brücke möglich, Verbesserungen für den öffentlichen Verkehr und den Langsamverkehr realisiert werden. Durch das Eliminieren der Mittelleitschranke und des Mittelbords konnte zusätzli-

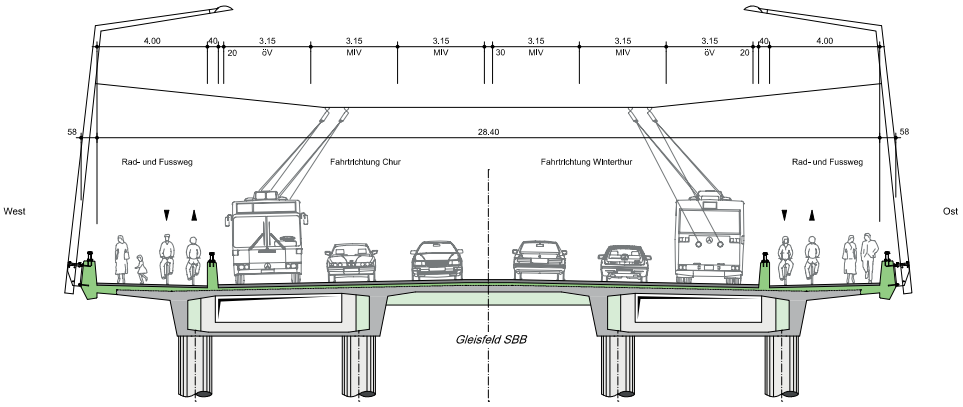


Fig. 5
Querschnitt der Brücke Süd nach der Instandsetzung.
Cross section of the bridge "south" after rehabilitation.

design, necessitating an appropriate strengthening and upgrading. The safety of the piers under impact loading from motorised private transport, as well as railway and tram transport could not be verified. Furthermore, there was insufficient resistance with respect to earthquake effects.

Utilization Agreement

The aim of strengthening the Hardbrücke was to meet increased operational demands on the structure and provide a further utilization period of 50 years. The supply and capacity for motorised private transport had to be kept at the same level but not extended. However, the conditions for the public transport and slow-moving traffic had to be improved without widening the bridge. The elimination of the middle safety barrier and the central reservation provided additional traffic space (while the utilisation width stayed the same), which allows for a separate bus lane in the north direction/Bucheggplatz (which had only been in the south direction/Hardplatz up till then). On the southern part of the bridge, the attractiveness of the cycle tracks and footpaths between Hardplatz, the railway station "Hardbrücke" and Pfingstweidstrasse has been significantly improved. Finally, a limited initial outlay for the option of a tram connection between Hardplatz and Pfingstweidstrasse should also be carried out. And last but not least, much attention had been given to the design with the objective of improving the appearance of the bridge. Figures 4 and 5 show the bridge after the rehabilitation work with the representative cross-sections north and south.

Concept of Constructional Measures

The remedial measures developed for the rehabilitation of the bridge should be seen as a package. The individual measures are mutually dependent and often have several functions. The decision to have a new crash barrier

Fig. 6
Verstärkung der Fahrbahnplatte.
Strengthening of the carriageway slab.

che Verkehrsfläche (bei gleicher Nutzbreite) gewonnen werden, was auf der (schmaleren) Brücke Nord die Anordnung einer separaten Busspur in Richtung Nord/Bucheggplatz (bisher nur Richtung Süd/Hardplatz) ermöglichte. Auf der Brücke Süd konnte die Attraktivität für die Rad- und Gehwegverbindung zwischen Hardplatz, Bahnhof Hardbrücke und Pfingstweidstrasse markant verbessert werden. Schliesslich sollten auch beschränkte Vorinvestitionen in die Hauptbrücke für die Option Tramverbindung Hardplatz–Pfingstweidstrasse realisiert werden. Zu guter Letzt sollte ein grosses Augenmerk auf die Gestaltung gelegt werden, um das Erscheinungsbild der Brücke aufzuwerten. Figuren 4 und 5 zeigen die Brücke nach der Instandsetzung in repräsentativen Querschnitten Nord bzw. Süd.

Massnahmenprojekt

Die entwickelten Massnahmen sind als Paket zu verstehen, stehen in einer gegenseitigen Abhängigkeit und haben oft mehrere Funktionen. Die Anordnung einer neuen Randleitmauer war aus Gründen der passiven Sicherheit, aber auch aus gestalterischen Überlegungen zwingend. Die bestehende filigrane Fahrbahnplatte wurde mit einem kreuzweise bewehrten, mit der bestehenden Platte verdübelten Aufbeton ver-

wall was necessary for passive safety reasons and also advantageous to design considerations. The existing slim carriageway slab was strengthened by cross-wise reinforced layer of concrete which is dowelled to the existing slab (Fig. 6). Thereby, the load-bearing capacity and the fatigue resistance were considerably increased, the connection of the two sides of the bridge was stiffened and the connection of the crash barrier walls was facilitated. The implementation of additional prestressing at the inside of the box girders was necessary to cope with the future much greater self-weight, the higher live load according to the standard specifications, and existent safety deficits. Strengthening of the webs in the hllow box girders serve the purpose of increasing of the shear resistance of the girder webs, the deviation of the additional prestressing forces and compensates for the weakening resulting from the openings for the service ducts and drainage pipes (Fig. 7). The strengthening of the existing cross-girders and additional transverse beams makes up for safety deficits regarding the indirect bridge bearing. Furthermore, cross ribs in some areas provide the fatigue resistance of the carriageway slab. Particular attention was given to the ends of the bridge. The Gerber-hinges in sec-

Fig. 7
Verbreiterung der Stegstärken im Hohlkasten.
Widening of the webs in the box girder.

stärkt (Fig. 6). Dadurch wurden die Tragfähigkeit und der Ermüdungswiderstand der Platte deutlich erhöht, die Verbindung der Brückenhälften wurde versteift und der Anschluss der Randleitmauern gewährleistet. Die künftig deutlich höheren Eigenlasten, die gemäss Normvorgabe höheren Nutzlasten sowie bestehende Sicherheitsdefizite machten den Einbau einer im Inneren der Hohlkästen angeordneten Zusatzvorspannung notwendig. Stegverstärkungen in den Hohlkästen dienen der Erhöhung des Schubwiderstands der Trägerstege, der Umlenkung der Zusatzvorspannung und kompensieren die Schwächungen aus der Durchdringung für Werkleitungen und Entwässerungen (Fig. 7). Sicherheitsdefizite in Bezug auf die indirekte Brückenlagerung wurden mit Querträgerverstärkungen und mit zusätzlichen Querträgern abgedeckt. Zur Gewährleistung der Ermüdungssicherheit der Fahrbahnplatte wurden schliesslich bereichsweise Querrippen notwendig. Eine spezielle Aufmerksamkeit erforderten die Bereiche der Brückenenden. Im Abschnitt 3 mussten die Gerbergelenke gesichert werden. Beim Abschnitt 1 zeigte sich, dass die Auflagersicherung partiell ungenügend war, was eine Verstärkung der Brückenpfeiler und der Brückenenden notwendig machte.

tion 3 had to be made safer. Section 1 revealed a partially insufficient safety of the bridge bearings, which necessitated strengthening of the bridge piers and the bridge ends.
The amount of strengthening carried out was extraordinarily high and unprecedented in practice. Besides the extensive strengthening, the usual measures for the rehabilitation of bridges were executed. Concrete damage in the box girders, at the piers and the abutments was remedied by local repair of the concrete. The bridge infrastructure was renewed. In particular, the expansion joints of the main bridge and the ramps were replaced. The bridge bearings have generally been renewed. The impact protection of the endangered piers was ensured by rebuilding the relevant bearings or by the addition of protective anti-impact layers. These measures also provide an increased earthquake resistance. The drainage concept was completely renewed. For design reasons, the channels run as double pipes through concrete ribs and are not – as usual nowadays – exterior and visible. The masts for the overhead contact wires and the lighting were relocated from the central reservation to the bridge sides. The shape of the masts fits in with the overall design concept (Fig. 8). In addi-

Der Grad der durchgeführten Verstärkungen war aussergewöhnlich hoch und in der Praxis beispiellos. Neben der umfangreichen Verstärkung wurden zudem die bei Brückeninstandsetzungen üblichen Massnahmen ausgeführt. Betonschäden in den Hohlkästen, an den Pfeilern und an den Widerlagern wurden lokal instandgesetzt. Die Brückenausrüstung wurde erneuert. Insbesondere wurden die Fahrbahnübergänge bei der Hauptbrücke und den Rampen ersetzt. Die Brückenlager wurden generell instandgesetzt. Die Anprallsicherheit gefährdeter Brückenpfeiler wurde gewährleistet, indem die entsprechenden Lager umgebaut oder mit einem konstruktiven Anschlag versehen wurden. Dies führte auch zu der notwendigen Erhöhung der Erdbebensicherheit. Die Entwässerung wurde vollständig neu konzipiert. Aus gestalterischen Gründen wurden die Leitungen in Doppelrohren in Betonrippen geführt und nicht, wie heute üblich, aussenliegend und sichtbar. Die Fahrleitungs- und Beleuchtungsmasten wurden vom Mittelstreifen an die Brückenränder verlegt. Die Formgebung der Masten nimmt Bezug auf das Gestaltungskonzept (Fig. 8). Darüber hinaus ist an der Brückenuntersicht eine besondere Beleuchtung installiert, die als Teil des Plan Lumière realisiert wurde.

Rahmenbedingungen

Mit den Linienbaustellen Seite West und danach Seite Ost über die ganze Brückenlänge konnte eine ideale Synthese der Randbedingungen gefunden werden. Da die Hardbrücke in weiten Bereichen aus zwei einzelnen, in der Mitte verbundenen Brücken besteht, war die Aufteilung der Bauarbeiten in Seite West und Ost aus statischer Sicht ideal. Die Brückenhälften sind genügend breit, um pro Seite eine «Baupiste» und einen Baubereich von je ca. 3–5 m zuzulassen. Die Instandsetzung der acht Rampen mit zugehöriger Verkehrssperrung konnte optimal in die beiden Linienbaustellen eingepasst und

Fig. 8
Die Form der Kandelaber entspricht dem Gestaltungskonzept.
The shape of the street lighting masts is in harmony with the design concept.

tion, a special lighting has been installed on the soffit of the bridge, which has been carried out as part of the "Plan Lumiére".

Boundary Conditions

So-called linear construction works over the whole length of the bridge on the west side first and on the east side afterwards took into account all the boundary conditions. Since the Hardbrücke mainly consists of two separate bridges that are connected in the middle, the sectioning of the construction works into "side west" and "side east" was ideal from a structural point of view. The two sides of the bridge are wide enough to accommodate a construction lane and a construction area each of 3 to 5 m width. The repair of the 8 ramps including the corresponding closures to traffic was optimized by means of the linear construction method and the requirements of all stakeholders could be satisfied.
The chosen construction strategy and the short construction time from August 2009 to November 2011 allowed for several repetitions of working processes within one construction phase, but also required comprehensive installations, especially a large amount of falsework.

Quality

An extensive control plan was applied in the execution phase and has been part of the contract for work and labour. Within the scope of this PQM (process-based quality management), the quality of the building materials, their installation and subsequent treatment has been controlled and documented from the beginning. This also included the examination and assessment of the existent construction materials, for example the control of the existing deck concrete by means of a corrosion analysis (field measurement of potential) of the surface.

Costs

The overall costs amounted to CHF 100 millions. The fraction of the capital repair amounted to CHF 78 millions, which adds up to a price of CHF 2,250 per square meter for a total bridge area of 34,500 sqm.

auf die Bedürfnisse aller Interessensgruppen abgestimmt werden.
Das gewählte Baukonzept und die kurze Bauzeit von August 2009 bis November 2011 ermöglichte viele Wiederholungen von Arbeitsprozessen innerhalb einer Bauphase, erforderte aber umfangreiche Installationen, insbesondere grosse Gerüstflächen.

Qualität

Für die Ausführung wurde als Bestandteil des Werkvertrags ein umfassender Kontrollplan erarbeitet und während der Ausführung umgesetzt. Im Rahmen dieses PQM wurden von Beginn an die Baustoffe, deren Einbau und die Nachbehandlung kontrolliert und dokumentiert. Dies beinhaltete auch die Prüfung und Beurteilung der bestehenden Baustoffe, zum Beispiel die Kontrolle des bestehenden Fahrbahnbetons mit Potenzialfeldmessung an der Oberfläche.

Kosten

Die Gesamtkosten beliefen sich auf rund 100 Mio. Franken. Davon betrugen die Baukosten der Hauptinstandsetzung rund 78 Mio. Franken, was bei einer Brückenfläche von 34 500m^2 einen Preis pro m^2 von rund 2250 Franken ergibt.

Literatur/Literature
[1] SIA 260:2003; Grundlagen der Projektierung von Tragwerken
[2] SIA 261:2003; Einwirkungen auf Tagwerke
[3] SIA 262:2003; Betonbau

Autoren/Authors

Dieter Flückiger
Dr. sc. techn. ETH, dipl. Bauing. ETH SIA
Flückiger + Bosshard AG
CH-8045 Zürich
dieter.flueckiger@fbag.ch

Ueli Reber
dipl. Bauing. ETH SIA
Edy Toscano AG
CH-8048 Zürich
ueli.reber@toscano.ch

Neue vorgespannte Durchstanzverstärkungssysteme für Flachdecken

New prestressed punching strengthening systems for flat slabs

Stefan Lips, Robert Koppitz, Albin Kenel, Thomas Keller

Einleitung

Die Anforderungen an bestehende Gebäude ändern sich im Verlauf ihrer Lebensdauer, beispielsweise durch Eingriffe in die Tragstruktur (wie durch Stützen ersetzte Wände) oder durch Umnutzungen (z.B. Erhöhung der Nutz- oder Auflasten), und erfordern oft Verstärkungsmassnahmen. Bei Flachdecken sind diese typischerweise im Stützenbereich anzuordnen, da dort lokales sprödes Durchstanzversagen in der Regel das massgebende Bemessungskriterium wird. Die Forderung nach einem verbesserten Tragverhalten erfolgt jedoch nicht nur aus diesen Gründen, sondern resultiert auch aus teilweise strengeren Bestimmungen moderner Tragwerksnormen, wie des fib Model Code 2010 [1, 2] oder der Schweizer Betonnorm SIA 262:2013 [3], die sich auf genauere Berechnungsverfahren als die älteren Normengenerationen abstützen. Dies kann dazu führen, dass bestehende Flachdecken, die üblicherweise ohne Durchstanzbewehrung ausgeführt wurden, die heutigen Bemessungsvorschriften nicht mehr erfüllen. Folglich sind effiziente Verstärkungsmethoden notwendig, um solche Tragwerke zu ertüchtigen. Zwei zu diesem Zweck entwickelte Systeme werden in der Folge vorgestellt: das erste

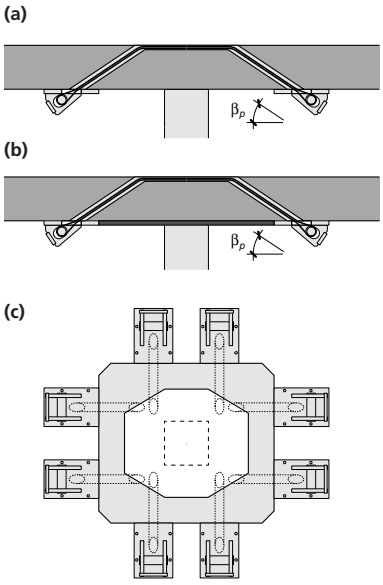


Fig. 1
Querschnitt des CFK-Strangschlaufen-Verstärkungssystems:
a) mit auf die Betonoberfläche geklebten Ankerschuhen, b) mit an einem Stahldruckring verankerten Ankerschuhen und c) Grundriss der Verstärkungslösung mit Stahldruckring.
Section of the CFRP-strap strengthening system:
a) anchors adhesively-bonded to bottom surface b) anchors coupled with steel compression frame and c) plan view of the CFRP-strap strengthening system with steel frame.

Introduction

Buildings are often altered to meet current needs resulting in a change of the structural system (e.g. walls replaced by columns) or the loading conditions (e.g. increase of live or dead load). In the case of flat slabs, the critical details are mostly the slab-column connections for which punching failure is the governing design criterion. Therefore, in order to increase the load-carrying capacity of flat slabs, the slab-column connection is one of the details that generally requires strengthening. However, the need to increase the performance of flat slabs is not only due to an increased load-carrying capacity but also because today's design codes such as the fib Model Code 2010 [1, 2] or Swisscode SIA 262:2013 [3] use more accurate formulations that may lead to more stringent design requirements in certain cases. Consequently, some existing structures, which were mostly built without shear reinforcement, no longer meet current design criteria. Thus, effective methods for the strengthening of flat slabs are necessary. For this, two new strengthening systems for flat slabs have been developed. The first system consists of prestressed non-laminated carbon-fiber-reinforced polymer straps (Fig. 1) and the second system uses an externally prestressed steel head placed underneath the slab (Fig. 2).

Strengthening systems

Prestressed non-laminated carbon-fiber-reinforced polymer straps

These carbon-fiber-reinforced polymer straps (CFRP straps), produced by Carbo-Link AG, Fehraltorf, consist of up to 2 × 50 layers

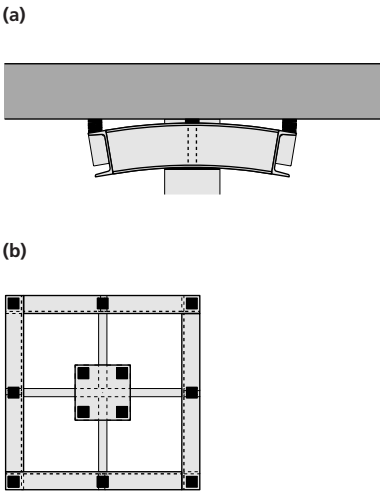


Fig. 2
Verstärkungssystem mit externem Stahlpilz: a) Querschnitt und b) Grundriss im Falle eines abgeschnittenen Stützenkopfs.
Steel head strengthening system:
a) section and b) plan view in case of a cut column head.

of a carbon-fiber-reinforced polymer tape. The tape is continuously wrapped around two circular steel pins during fabrication. Thereby, only the outer two tape layers are fusion-bonded over a length of 60 mm while the inner end is anchored by friction bonding [4, 5]. The installation of the strengthening system is carried out in several phases. In the first phase, holes have to be drilled through the slab at an angle of approximately β_p = 34°. Subsequently, the CFRP straps are drawn through the holes in the slab and anchored at each end by an anchoring system made of steel. The anchoring system can be either adhesively-bonded to the bottom surface (Fig. 1a) of the slab or fixed to a steel compression frame attached at the bottom side of the slab (Fig. 1b and 1c). Finally, the designed prestressing force P_0 is applied by pulling one of the bolts, shown in Figure 1, backwards. The pulling of the bolt can either be carried out using a hydraulic jack or a torque wrench is applied to the bolt fixing screws. [6].

Prestressed steel head

The steel head consists of a single vertical rectangular steel plate in each direction to form a steel cross, which is connected by U-shaped steel profiles that form an enlarged support area (Fig. 2). Similar steel heads are already widely in use within the slab in the case of new structures. Unlike the steel heads within the slab, the externally placed steel heads are not loaded along the outer steel profile but at the corner and the intersection points with the steel cross by using shifting plates. These shifting plates allow, by using different shifting heights, a controlled load application depending on the stiffness of the steel head and the condition of the bottom surface of the slab. In practice, the steel head used as a strengthening system can be installed either around the existing column fixed to a steel jacket that is placed around the existing column; on the top of the existing column, whereby the top part is cut-off; or attached on top of a new, stronger steel/concrete composite column that replaces the entire existing column. In any of these cases, the steel head is prestressed by using screws at the steel head perimeter or by pressing it against the slab using a jack that is either fixed to the steel jacket or placed between the steel head and the column [7].

verwendet vorgespannte nicht-laminierte Strangschlaufen aus kohlefaserverstärktem Kunststoff (Fig. 1) und das zweite besteht aus einem unter der Stütze angebrachten, aussenliegenden, vorgespannten Stahlpilz (Fig. 2).

Neue Verstärkungssysteme

Vorgespannte nicht-laminierte CFK-Strangschlaufen

Hier werden Strangschlaufen aus kohlefaserverstärktem Kunststoff (CFK) verwendet, die die Firma Carbo-Link AG, Fehraltorf, produziert. Eine CFK-Strangschlaufe besteht aus bis zu 2 × 50 Lagen eines CFK-Bands. Die Schlaufe wird durch kontinuierliches Wickeln des Bands um zwei runde Stahldorne hergestellt. Am Schluss wird das äussere Schlaufenende auf einer Länge von ca. 60 mm mit der darunterliegenden Lage verschweisst, das innere Schlaufenende ist über Reibungsverbund verankert [4, 5]. Das Verstärkungssystem wird in mehreren Schritten installiert: zuerst sind auf jeder Stützenseite unter einem Winkel von ca. β_p = 34° zur Horizontalen geneigte runde Löcher durch die Platte zu bohren. Anschliessend werden die Schlaufen durch die Bohrlöcher gezogen. Die Verankerung der jeweiligen Schlaufenenden erfolgt mithilfe von Ankerschuhen aus Stahl, die auf der Plattenunterseite befestigt sind. Die Befestigung erfolgt entweder durch Verklebung der Kontaktfläche zwischen Ankerschuh und Betonoberfläche (Fig. 1a) oder durch Fixierung des Schuhs an einem Stahldruckring, der zuvor auf der Unterseite montiert wurde (Fig. 1b, 1c). Schliesslich kann die bemessene Vorspannkraft P_0 durch das Zurückziehen eines der in Figur 1 gezeigten Bolzens aufgebracht werden. Das Zurückziehen des Bolzens kann entweder mit einer hydraulischen Presse oder mit einem Drehmomentenschlüssel über den Bolzen fixierende Schrauben erfolgen [6].

Vorgespannter, aussenliegender Stahlpilz

Das zweite System entspricht einem externen Stahlpilz, der aus

Experimental investigation

The experimental investigation consisted of in total 19 full-scale punching tests [8]. The specimens were square slabs with a side length of 3.2 m and a flexural reinforcement ratio of approximately 1.5%. The load was applied at 20 points radially arranged at a radius of 1.50 m (Fig. 3a and b) and the slab specimens were supported in the center by a square steel plate of side length 250 mm. Within this experimental investigation a variety of parameters were investigated such as the influence of:

- the strengthening system
- the slab thickness
- the pre-cracked state of the existing slab
- drilled holes in the slab
- cut flexural reinforcement due to drilling
- insufficient anchorage of the flexural reinforcement.

Experimental results and conclusions

The extensive experimental investigation led to various conclusions that enable a safe design of the presented strengthening systems. Subsequently, two conclusions drawn from the experimental results are discussed:

1. Prestressed CFRP straps as well as the externally placed, prestressed steel head increase the punching strength and rotational capacity significantly compared to slabs without strengthening. Figure 4 shows the normalized load-rotation response of slab specimens with different strengthening systems and of a non-strengthened reference slab. The normalization

einem Stahlkreuz aus Blechen besteht, an das U-Profile angeschweisst werden. Dabei wird die Auflagerfläche vergrössert (Fig. 2), analog zu Stahlpilzen, die bei Neubauten innerhalb der Stahlbetondecken eingebaut werden. Allerdings werden diese hauptsächlich entlang ihrer Randträger belastet; im Falle des externen Pilzes erfolgt der Lastabtrag durch Futterbleche, die an den Pilzecken und den Verbindungspunkten zum Stahlkreuz zwischen U-Profil und Betonunterseite eingebaut werden. Durch unterschiedliche Einbauhöhen der Futterbleche wird eine definierte Pilzverformung vorgegeben, die in Abhängigkeit der Pilzsteifigkeit und der Beschaffenheit der Oberfläche auf der Betonunterseite eine kontrollierte Entlastung der Decke bewirkt. In der Praxis kann dieses System auf folgende Arten eingebaut werden: Der Pilz wird um die bestehende Stütze montiert und stützt sich auf eine neue Stahlummantelung der Stütze ab; falls ein Abschneiden des Stützenkopfs möglich ist, kann der Pilz direkt dazwischen eingebaut werden; oder die bestehende Stütze wird komplett entfernt und durch eine leistungsfähigere Stahlbetonverbundstütze mit integriertem Pilz ersetzt. Unabhängig vom Einbau kann der Pilz entweder durch Schrauben vorgespannt werden, die sich entlang der Randträger befinden, oder er wird gegen die Betonplatte mit einer Hydraulikpresse verspannt, die an der Stahlummantelung angebracht oder direkt zwischen Pilz und Decke eingebaut wird [7].

Durchgeführte Versuchsreihe

Es wurden insgesamt 19 grossmassstäbliche Durchstanzversuche durchgeführt [8]. Die quadratischen Versuchskörper wiesen eine Seitenlänge von 3,2 m und einen Biegebewehrungsgehalt von ca. 1,5% auf. Die externe Belastung wurde über 20 Zugstangen aufgebracht, die sich kreisförmig in einem Abstand von 1,50 m zum mittig angeordneten Auflager

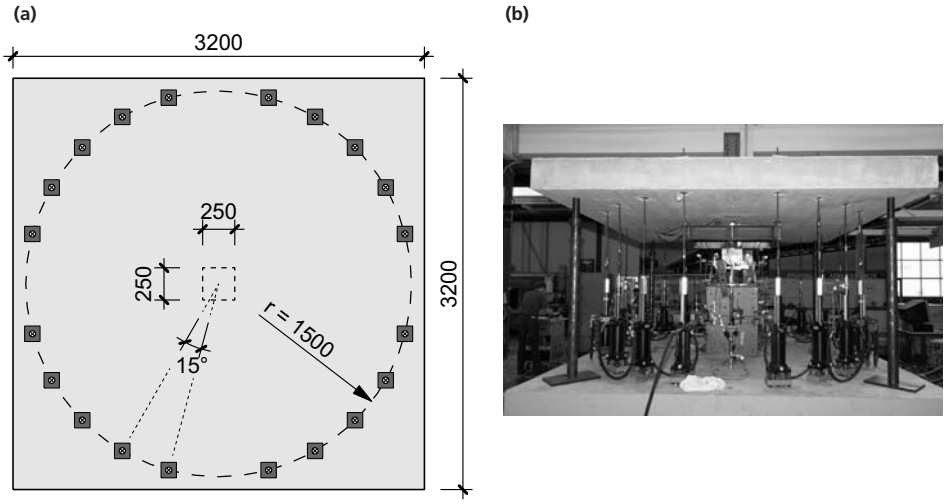


Fig. 3
a) Hauptabmessungen der Versuchsplatten (in mm) und Lastangriffspunkte,
b) Versuchsaufbau im Labor.
a) Main parameters of specimen and load application points (dimensions in mm)
b) Test set-up.

befanden (Fig. 3a und b). Als Auflager diente eine quadratische Stahlplatte mit einer Seitenlänge von 250 mm. Mithilfe dieser Versuchsreihe wurde eine Reihe von Parametern untersucht, wie beispielsweise der Einfluss:

- des Verstärkungssystems,
- der Plattendicke,
- einer Rissbildung in der bestehenden, unverstärkten Platte,
- der ggf. zu bohrenden Löcher für das Verstärkungssystem,
- der dadurch durchschnittenen Biegebewehrung,
- einer ungenügenden Verankerung der Biegebewehrung.

Versuchsresultate und Schlussfolgerungen

Die erhaltenen Resultate der umfangreichen Versuchsreihe führten zu diversen Erkenntnissen, die zu einer sicheren Dimensionierung und Bemessung der vorgestellten Verstärkungssysteme beitragen. Zwei dieser Ergebnisse werden nachfolgend diskutiert:

1. Sowohl die vorgespannten CFK-Strangschlaufen als auch der aussenliegende, vorgespannte Stahlpilz erhöhen den Durchstanzwiderstand und die Verformungskapazität signifikant, verglichen mit einer unverstärkten Stahlbetonplatte. Figur 4 zeigt die normalisierte

of the horizontal axis accounts for the shear crack opening and the roughness, and the vertical axis for the shear resisting area and the concrete compressive strength. Therefore, this normalization enables the direct comparison of the punching strength despite the fact that specimen P1 had a considerably lower concrete compressive strength. Additionally, Figure 4 shows the calculated failure criterion for slabs without strengthening. It can be seen that the punching strength can be significantly increased if these prestressed strengthening systems are used. This additional strength is due to the CFRP straps within the critical section that control the opening of the critical shear crack leading to failure of the concrete strut close to the column. In the case of the external steel head, the increase in strength and rotational capacity is attributed to the enlargement of the critical perimeter outside the steel head where punching failure occurred.

2. In existing slabs, the flexural reinforcement over the column may not be long enough to provide a sufficient anchorage

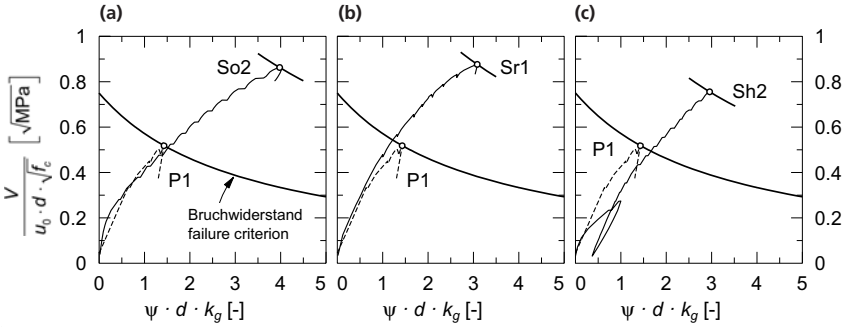


Fig. 4
Berechnete Bruchwiderstandskurve für unverstärkte Platten sowie die erhaltenen Last-Rotationskurven für die Referenzplatte P1 und Versuchsplatten mit a) CFK-Strangschlaufen mit geklebten Ankerschuhen (So2); b) Strangschlaufen und Stahldruckring (Sr1); und c) aussenliegendem Stahlpilz (Sh2), Plattenabmessungen 3,2 × 3,2 × 0,25 m.
Calculated failure criterion for slab specimens without strengthening and measured load-rotation response for reference slab specimen P1 and slab specimens with a) CFRP-strap anchors bonded to bottom surface (So2); b) CFRP-strap anchors attached to steel frame (Sr1), and c) steel head (Sh2), slab dimensions 3.2 × 3.2 × 0.25 m.

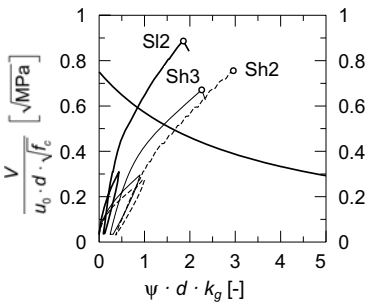


Fig. 5
Last-Rotationskurven der Versuche Sh2, Sh3 und Sl2.
Load-rotation response of: Sh2, Sh3, and Sl2.

length outside the punching cone. This is a common problem if the punching cone is enlarged using a strengthening system such as post-installed shear reinforcement or an enlargement of the supported area. This problematic is also demonstrated by specimen

Last-Rotationskurve von Versuchsplatten mit unterschiedlichen Verstärkungssystemen sowie einer unverstärkten Referenzplatte. Die Normalisierung entlang der Abszisse berücksichtigt die Rissöffnung und -verzahnung im Schubriss, die der Ordinate die Zylinderdruckfestigkeit des Betons und der Schubwiderstandsfläche. Somit ermöglicht diese Normalisierung den direkten Vergleich der Durchstanzwiderstände trotz der wesentlich niedrigeren Betondruckfestigkeit der Referenzplatte P1. Zusätzlich ist in Figur 4 die berechnete Bruchwiderstandskurve für eine unverstärkte Platte eingezeichnet. Es ist ersichtlich, dass mit den vorgespannten Verstärkungssystemen eine wesentliche Traglaststeigerung erzielt wird. Dieser zusätzliche Widerstand wird von den innerhalb des kritischen Schnitts eingebauten Strangschlaufen erbracht, die die Rissöffnung des kritischen Schubrisses kontrollieren und somit zu einem Versagen der Betondruckdiagonale im Stützenbereich führen. Im Falle des externen Stahlpilzes führt der durch den Pilz vergrösserte gestützte Bereich zu einem Durchstanzversagen ausserhalb desselben und somit zu einer

Sh2, which had continuous flexural reinforcement and specimen Sh3, which had too short lap splices over the column leading to a flexural reinforcement ratio of 1.5% in the column vicinity and 0.75% at the edge of the slab. By comparing in Figure 5 the punching strength of specimens Sh2 with specimen Sh3, it can be seen that the punching strength significantly decreased. Moreover, by comparing the punching cone of specimen Sh2 to Sh3 (Fig. 6), it can be seen that in the case of specimen Sh2 the angle of the critical crack is lower than in the case of specimen Sh3, for which the crack starts at the end of the splice of the rebar. However, the anchorage problem with the flexural reinforcement can be solved by applying CFRP laminates to the top surface of the slab (specimen Sl2). Thereby, the CFRP laminates increase the flexural stiffness significantly. By comparing specimens Sh2 and Sl2 with respect to the strength, it can be seen that the CFRP laminates are able to compensate the decrease in flexural strength due to the limited anchorage of the flexural reinforcement leading to an even larger normalized punching strength

Literatur/References
[1] fib, Model Code 2010 Final Draft Vol. 1, (2012); Fédération Internationale du béton fib, Bulletin 65, 350 pp., Lausanne, Schweiz
[2] fib, Model Code 2010 Final Draft Vol. 2, (2012); Fédération Internationale du béton fib, Bulletin 66, 370 pp., Lausanne, Schweiz
[3] SIA 262:2013 Betonbau; Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, 102 pp., Zürich, Schweiz
[4] J.M. Lees, A.U. Winistörfer, U. Meier (2002); External prestressed CFRP straps for the shear enhancement of concrete, ASCE J Compos Constr, 6(4), pp. 249–256, USA
[5] J.M. Lees, A.U. Winistörfer (2011); Non-laminated FRP strap elements for reinforced concrete, timber and masonry applications, ASCE J Compos Constr, 15(2), pp. 146-155, USA
[6] RINO Carbo-S Technische Dokumentation (2012); F. J. Aschwanden AG, 12 pp., Lyss, Schweiz
[7] RINO Exo Technische Dokumentation (2012); F. J. Aschwanden AG, 12 pp., Lyss, Schweiz
[8] T. Keller, A. Kenel, R. Koppitz; Carbon fiber-reinforced polymer punching reinforcement and strengthening of concrete flat slabs, ACI Structural Journal, 110 (6), USA

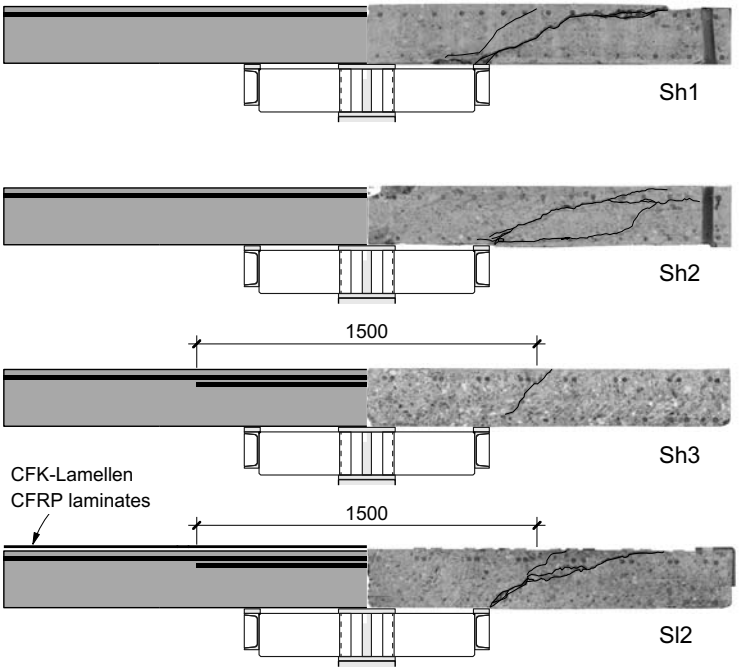


Fig. 6
Sägeschnitte der Versuche Sh2 (durchgehende Bewehrung), Sh3 (gestossene Bewehrung über der Stütze), und Sl2 (gestossene Bewehrung über der Stütze und CFK-Lamellen). Abmessungen in mm.
Saw cuts of specimen Sh2 (no splices), Sh3 (lap splices over the column), and Sl2 (lap splices over the column and CFRP laminates). Dimensions in mm.

Erhöhung des Tragwiderstands und der Rotationskapazität.

2. Bei bestehenden Platten ist die Biegebewehrung über der Stütze unter Umständen zu kurz, um ausserhalb des Durchstanzkegels vollständig verankert zu sein. Dies ist ein bekanntes Problem, wenn der Durchstanzkegel vergrössert wird, beispielsweise mit nachträglich installierter Durchstanzbewehrung oder einer Auflagervergrösserung. Diese Problematik zeigt sich auch bei den beiden Platten Sh2 und Sh3, wobei bei der ersten eine durchgehende Biegebewehrung verlegt und bei der zweiten über der Stütze ein zu kurzer Überlappungsstoss über 1,5 m ausgeführt wurde. Das hatte zur Folge, dass beim Versuch Sh3 der Bewehrungsgehalt in Stützennähe ebenfalls 1,5% betrug, am Rand jedoch nur 0,75%. Vergleicht man die Durchstanzwiderstände der beiden Versuche in Figur 5, stellt man fest, dass dieser im Falle der über der Stütze gestossenen Bewehrung signifikant abfällt. Ausserdem zeigt ein Vergleich der Sägeschnitte in Figur 6, dass bei Platte Sh2 der Winkel des Schubrisses kleiner ist als bei Versuch Sh3, bei dem der Riss genau am Ende des Stosses beginnt. Das Verankerungsproblem der Biegebewehrung kann jedoch mithilfe von CFK-Lamellen gelöst werden, die auf der Betonoberfläche appliziert werden, wie im Versuch Sl2 gezeigt wird. Dabei wird die Biegesteifigkeit durch die CFK-Lamellen wesentlich erhöht. Ein Vergleich der Widerstände der Versuche Sh2 und Sl2 zeigt, dass die Lamellen den Verlust des Biegewiderstands infolge der ungenügenden Verankerung vollständig kompensieren und sogar zu einem grösseren normalisierten Durchstanzwiderstand als bei Sh2 führen. Das Rissbild von Versuch Sl2 ist ebenfalls wieder ähnlich dem der Platte ohne Überlappungsstoss (Sh2).

compared to that of specimen Sh2. Additionally, it can be seen that the crack pattern in specimen Sl2 is similar to that of the specimen without splices (Sh2).

Autoren/Authors

Stefan Lips
Dr ès sc., MSCE Georgia Tech
F. J. Aschwanden AG
CH-3250 Lyss
s.lips@aschwanden.com

Robert Koppitz
MSc ETH Bau-Ing.
Composite Construction Laboratory,
EPFL École Polytechnique Fédérale de Lausanne, CH-1015 Lausanne
robert.koppitz@epfl.ch

Albin Kenel
Prof. Dr. sc. techn., dipl. Ing. ETH
Institut für Bau und Umwelt, HSR Hochschule für Technik Rapperswil,
CH-8460 Rapperswil
albin.kenel@hsr.ch

Thomas Keller
Prof. Dr. sc. techn., dipl. Ing. ETH
Composite Construction Laboratory,
EPFL École Polytechnique Fédérale de Lausanne, CH-1015 Lausanne
thomas.keller@epfl.ch

Umbau und Instandsetzung der Markthalle Basel
Transformation and repair of the Basel market hall

Tomaž Ulaga, Domink Weiss

Einleitung

Die 1929 fertiggestellte Anlage der Markthalle Basel besteht aus drei strukturell unterschiedlichen Bereichen. Die zentrale Stahlbetonkuppel hat einen Durchmesser von 60m und eine Höhe von 25,7m. Es handelt sich um eine Rippenschale mit polygonalem Grundriss und einer Wandstärke von im Allgemeinen 8,5 cm. Zur Zeit der Erstellung war sie die drittgrösste Massivkuppel der Welt [1]. Sie wird von acht Betonstützen getragen, die die Bodenebene und das Untergeschoss durchdringen und auf Einzelfundamenten von 4,8 x 4,8 m^2 abgestellt sind. Um die Kuppel herum wurden pragmatische und zweckdienliche Randbauten mit Mauerwerkstragwänden und Hourdisdecken erstellt. Der Zwischenbereich zur Kuppel wurde mit einer Flachdachkonstruktion gedeckt. Die maximale Spannweite dieser dreistufigen Stahlkonstruktion liegt bei 29 m.

Während 75 Jahren wurde der Kuppel- und Flachdachraum für Marktzwecke genutzt [2]. Da sich in dieser Zeit die Strukturen der Konsumgüterverteilung wandelten, wurde 2004 im Rahmen eines Investorenwettbewerbs eine neue Nutzung für die Anlage gesucht.

Introduction

The Basel market hall complex from 1929 consists of three different structural systems. The central dome has a diameter of 60 m and a height of 25.7 m. The thickness of the shell between the ribs is 8.5 cm. At the time of completion it was the third largest concrete dome in the world [1]. The dome is supported by eight reinforced concrete columns, which penetrate the floor slab and the basement before they are founded on eight 4.8 x 4.8 m^2 pad footings. Very functional and pragmatic annex buildings with brickwork walls and hollow brick floors surrounds the dome. The space between the dome and the annex buildings is covered by a flat roof. The flat roof consists of a three-level steel construction with a maximum span of 29 m.

For 75 years the dome and the flat roof area were used for market purposes until, due to changes in the consumer goods distribution system, a new use had to be found for the complex [2]. For this purpose an investor competition took place in 2004. The successful project of Allreal and Blaser Architekten AG consisted of adding a residential building and extending the basement areas to

Das erfolgreiche Projekt von Allreal und Blaser Architekten AG sah nebst der Instandsetzung der denkmalgeschützten Kuppel die Ergänzung des Ensembles mit einem Wohnhochhaus vor sowie die umfangreiche Erweiterung der Untergeschossbereiche für die Schaffung von Parking- und Nebenräumen für die künftige Event-, Einkaufs-, Wohn- und Büronutzung.

Statik der Kuppel

Der Entwurf der Kuppel basiert auf Grundlagen, die von Franz Dischinger (1887–1953) erarbeitet wurden. Dischinger hat in verschiedenen Bereichen des Stahlbetonbaus herausragende Leistungen erbracht. Besonders intensiv beschäftigte er sich mit der Theorie und Herstellung von Schalenkonstruktionen [3, 4, 5]. Seine Überlegungen zur Ermittlung des Kräfteflusses konnten mit den damals verfügbaren Berechnungshilfsmitteln ausgewertet werden und führten zu Resultaten, die die Umsetzung in der Praxis ermöglichten.

Die Grundüberlegungen sind einfach. Mit den Gleichgewichtsbedingungen am Schnittkörper und den zugehörigen Randbedingungen kann die Statik eines Tonnen-

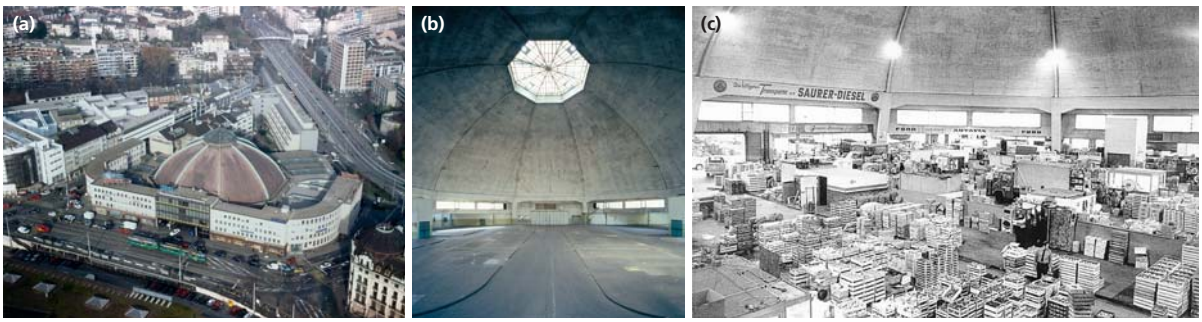


Fig. 1
a) Luftbild der Anlage und b) und c) Innenansicht der Kuppel vor Umbau und Instandsetzung.
a) Aerial photo of building and b) and c) interior view of the dome before reconstruction and rehabilitation.

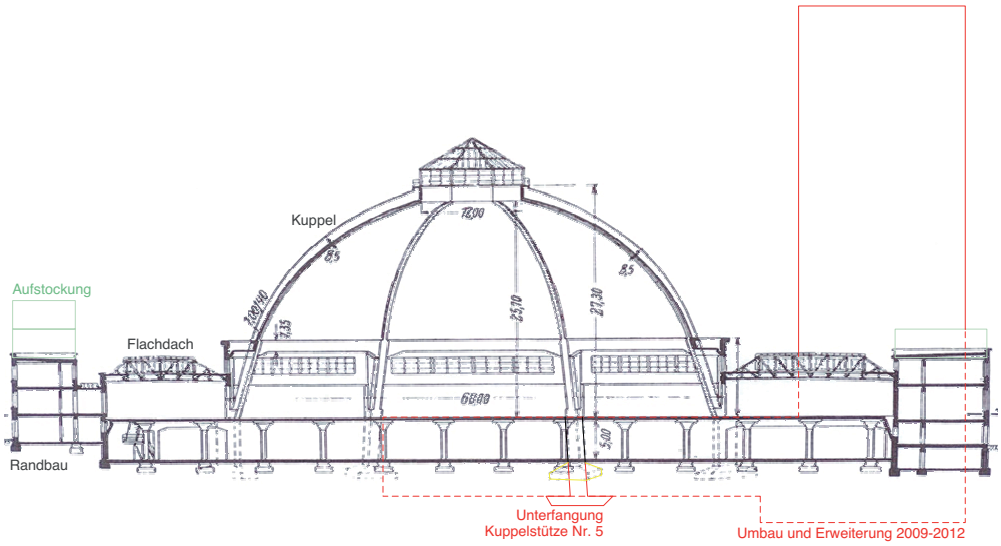


Fig. 2
Anlage der Markthalle Basel. Ursprüngliche Bausubstanz von 1928/29, spätere Aufstockungen und Umbau- und Erweiterung 2009–2012.
Market hall complex. Original structure from 1928/29; added stories and extensions during the reconstruction work from 2009–2012.

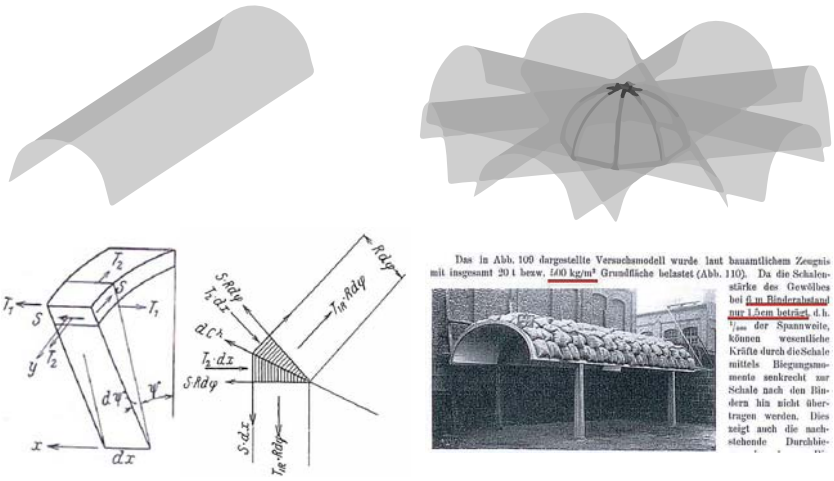


Fig. 3
Grundlagen der Rippenschalenstatik und Versuch am Tonnengewölbe.
Basics of the structural analysis of the ribbed shell and test on barrel vault.

provide more space for car parking and side rooms for events, shopping, apartments and offices. Extensive maintenance works were suggested to renew and preserve the complex with its historically protected dome construction.

Structural analysis of the dome

The design of the dome construction is based on the principles established by Fanz Dischinger (1887–1953). Dischinger provided outstanding contributions in gewölbes erfasst werden. Die so erkannte Leistungsfähigkeit dieses einfachen Schalensystems hat Dischinger im Versuch demonstriert: Das Tonnengewölbe mit Spannweite 6 m und Wandstärke 15 mm ist mit dünnen Drähten bewehrt und trägt eine verteilte Last von 500 kg/m^2.

Wenn man das Tonnengewölbe mehrmals im Grundriss verdreht, entsteht eine Schnittfigur, die der Rippenkuppel entspricht. Aus dieser Verwandtschaft folgt auch eine Analogie in der Statik: der Kräftefluss in der Rippenkuppel various fields of reinforced concrete applications. However, his main focus was on the theory and production of shell structures [3, 4, 5]. His approach for analyzing the force flow could be evaluated with the calculations available of that time. This allowed him to derive useful results for real applications. The basic principles of the approach are simple. Equilibrium of the forces in a free body diagram and the corresponding boundary conditions are used to describe the structural behaviour of a barrel vault. Dischinger de-

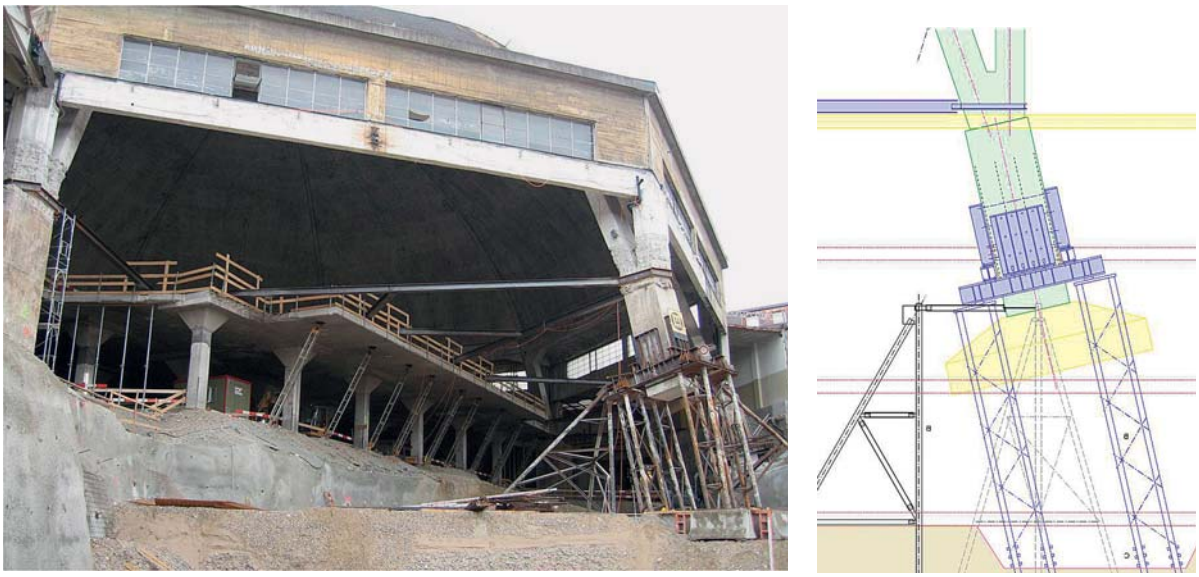


Fig. 4
Bauzustand für die Erstellung neuer Kellerräume. Abfangung der Hauptstütze Nr. 5.
Construction site during the construction of new basement levels. Temporary support of the main column No. 5.

folgt aus den Überlegungen am Tonnengewölbe, wenn dazu noch die Umlenkkräfte in den Schnittgraten berücksichtigt werden.

Umbau und Erweiterung

Die Bestandteile der alten Anlage folgen einem polaren System, unterschiedlich gerichteten orthogonalen Rastern sowie ergänzenden Freihandformen. Im Rahmen der Erweiterung wurde eine Maximierung des Nutzflächengewinns angestrebt. Die Einbettung in die bestehende Substanz führte zu komplexen räumlichen Verhältnissen und zu anspruchsvollen Verflechtungen zwischen Aushub, Abbruch und Neubau.

Im nördlichen Bereich der Anlage wurden vier neue Kellergeschosse in den Boden unter der Halle eingelassen. Da eine der bestehenden Hauptstützen in dieser Zone stand und sich deren Fundamentsohle ca. 4,5 m über der neuen Bodenplatte befand, musste die Stütze abgefangen, verlängert und auf tieferem Niveau neu fundiert werden. Die Abfangung war so zu konstruieren, dass eine direkte Abtragung (d.h. in Stützenrichtung in den Baugrund) der Gebrauchskraft von 3,8 MN stets gewährleistet war. Seitliche Stützkonstruktionen besorgten die Stabilisierung des Gebildes gegen Einwirkungen aus toleranzbedingtem exzentrischem Lastfluss, Wind und Erdbeben. Zur Minimierung der lokalen Kuppelsetzung wurde die Abfangkonstruktion mit hydraulischen Pressen um den Betrag der errechneten Stützenkraft vorbelastet.

monstrated the resulting load-bearing capacity of this simple shell system experimentally by showing that a 15 mm thick barrel vault with a span of 6 m and a thin wire reinforcement was able to carry a load of 500 kg/m^2.

By repeatedly rotating the vault barrel in the ground plan, an intersection figure, which corresponds to a regular ribbed shell, is obtained. Therefore, the simple static principles of a vault can be used to analyze such a dome, if additional deviation forces in the ribs are considered.

Reconstruction and Extensions

The different parts of the old complex follow a polar system with variously-orientated orthogonal grids and some additional freehand lines. The extension project aimed at maximizing the gain of new useable areas. Embedment in the existing structure caused complex three-dimensional situations and demanding interactions between excavation, demolition and new structures. In the northern part of the site four new basement levels were built under the floor of the hall. One of the main dome columns was

Projektdaten/Project data

Bauherr/Owner
Allreal, Zürich
Bauingenieure/Structural engineers
Walt + Galmarini AG, Zürich,
Ulaga Partner AG, Basel
Architekten/Architects
Blaser Architekten AG, Basel

Kenndaten
Gesamte Grundfläche: 9300 m^2
Kuppelraum: 3000 m^2
Höhe Kuppel: 25,7m
Tragwerk Kuppel: Achteckige Rippenschale aus Stahlbeton
Erstellung: 1928–1929
Umbau und Instandsetzung: 2009–2012
Specifications
Total area: 9300 m^2
Dome area: 3000 m^2
Dome height: 25.7 m
Dome structure: Octagonal rib shell made of reinforced concrete
Construction phase: 1928–1929
Reconstruction and rehabilitation: 2009–2012

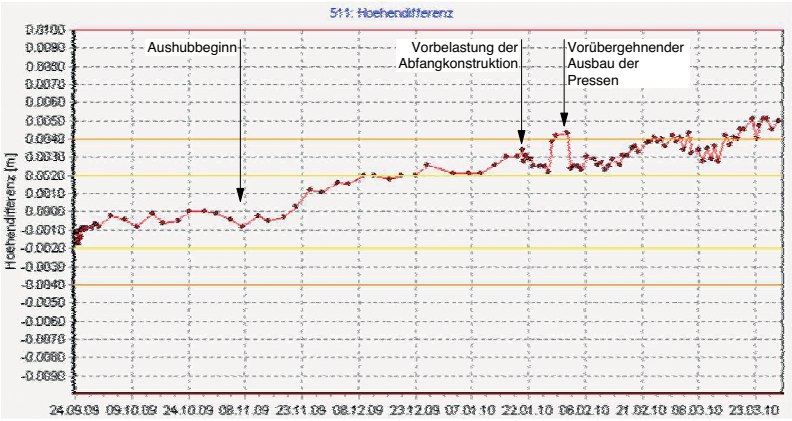


Fig. 5
Deformationsüberwachung. Messreihe der Vertikalbewegung von Stütze Nr. 5.
Deformation monitoring. Measured vertical displacement of main column No. 5.

located in this area. Its footing was 4.5 m above the future base slab. This meant that the column had to be lengthened and founded again on a new lower level. A temporary support construction had to be built to ensure the transfer of the 3.8 MN service load into the ground during the entire construction period. Additional side structures were constructed to stabilize the system for lateral loads caused by eccentric loads, earthquakes or wind. To minimize local dome settlements, hydraulic jacks were installed to preload the temporary support structure according to the estimated column force. The column was approximately five months in this "hovering" state. During this period, the dome deformations were monitored permanently. For this purpose, the x-, y- and z-movements of 33 measurement points were registered, evaluated and displayed daily on an Internet platform. The data shows that the loading of the temporary support construction caused displacements of less than 1 mm. Much larger displacements were caused by the seasonal "breathing" of the dome due to temperature-induced deformations and ground heave

Der «Schwebezustand» dauerte – bauablaufbedingt – etwa fünf Monate. In dieser Zeit wurden die Kuppeldeformationen permanent überwacht. Zu diesem Zweck wurden täglich die x-, y- und z- Verschiebungen von 33 Punkten gemessen, ausgewertet und über das Internet bereitgestellt. Die Messreihe zeigt, dass beim Anheben der Stütze eine Bewegung von weniger als 1 mm stattfand. Viel stärkere Verschiebungen der Punkte verursachten das «Atmen» der Kuppel infolge temperaturbedingter Formänderungsvorgänge sowie eine Geländehebung im Bereich grosser Aushubarbeiten [6].

Instandsetzung

Die Anlage wurde seit der Erstellung genutzt und war in dieser Zeit einer Serie von Schädigungsmechanismen ausgesetzt. Der Marktbetrieb brachte auch feuchte bis nasse Güter ein und die aufsteigende Feuchtigkeit kondensierte an der minimal gedämmten Betonschale. Die in die Halle einfahrenden Fahrzeuge schleppten in der kalten Jahreszeit taumittelhaltiges Wasser ein, das seinen Weg zu den Hauptstützen der Kuppel fand. Wind-

due to neighboring excavation work [6].

Rehabilitation

After its completion in 1929, the complex was in permanent use. It was exposed to a series of deteriorating mechanisms. Due to its use as a food market moist and wet goods were stored in the hall. The rising moisture condensed on the surface of the poorly insulated concrete dome shell. During cold periods, transport vehicles brought in water contain-

Referenzen/References
[1] J. Braun; Denkschrift anlässlich der Vollendung und Einweihung der Gross-Markthalle Basel. Basel. Oktober 1992, 45 S.
[2] Finanzdepartement des Kantons Basel-Stadt; Markthalle Basel, September 2005.
[3] H.J. Kraus, F. Dischinger; Handbuch für Eisenbetonbau, Hochbau, II. Verlag Wilhelm Ernst&Sohn, Berlin, 1928, 389 S.
[4] M. Specht; Spannweite der Gedanken. Springer-Verlag, Berlin, 1987, 220S.
[5] F. Dischinger, U.Finsterwalder; Die weitere Entwicklung der Schalenbauweise. Zeiss-Dywidag, Wiesbaden, 1929.
[6] D. Weiss, T. Ulaga; Auf Zahnstochern. TEC21 35/2010.

Fig. 6
a) Kuppelschale vor und nach der Betonreparatur. b) Hauptstütze Nr. 4 mit ergänzter Bewehrung vor der Reprofilierung.
a) Dome shell before and after the concrete renewal. b) Main column No. 4 with additional reinforcement before cover concrete was reapplied.

ereignisse verursachten hin und wieder Schäden an der Dachhaut aus Faserzementplatten. Wasserschnäuze zeugen von vermutlich anhaltend undichten Stellen.
Auf diese Weise entstanden viele klein- bis grossflächige Zonen mit stark korrosionsförderndem Milieu. Der nur moderat verdichtete, teilweise sehr filigrane und tiefgründig karbonatisierte Beton konnte die innere Bewehrung nur noch bedingt schützen. Risse, Abplatzungen und Hohlstellen wiesen auf ausgeprägte Korrosionsvorgänge hin. Bis zum Umbau hatte nie eine vollumfängliche Instandsetzung stattgefunden, sodass ein aufgestauter Massnahmenbedarf vorlag.
Die mangelhaften Betonzonen wurden von losem und bröckeligem und ebenso von chloridhaltigem Material befreit. Bewehrungen wurden wo nötig ergänzt. Der neue Überbeton wurde unter konsequenter Einhaltung der ursprünglichen Geometrie aufgebracht. Damit künftig keine Korrosionsprozesse mehr stattfinden, wurde grosser Wert auf die Trockenlegung der Betonbauteile gelegt. Durch die künftige Nutzung war das ohnehin in den meisten Bereichen gegeben. Nur auf ausgewählten Stellen wurde mit Hydrophobierung oder Beschichtung ein zusätzlicher Schutz vor flüssigem oder dampfförmigem Wasser realisiert.

ing de-icing salt, which found its way to the main columns. Windstorms damaged the roof skin and water traces on the inside of the shell indicated leakages. Hence, there was a multitude of small and large areas with corrosive environments. The existing poorly compacted concrete with rather delicate components was excessively carbonated and therefore it could not protect the internal steel reinforcement sufficiently. Cracks, concrete spalling and voids indicated the presence of intensive corrosion. As no previous comprehensive maintenance projects had been carried out, all these accumulated deficiencies required extensive repair works.
Loose and chloride-containing material was removed from damaged concrete zones. The reinforcement was replaced where necessary. The new concrete cover was applied strictly, maintaining the former geometry. In order to preserve the structure it was necessary to ensure that all members remain dry. The future use generally supports this requirement. Thus, highly exposed areas are fitted with water-repellent systems and sealings.

Autoren/Authors

Tomaž Ulaga
Dr. sc. techn., dipl. Bauing. ETH SIA
tomaz.ulaga@ulagapartner.ch

Dominik Weiss
dipl. Bauing. ETH HTL SIA
dominik.weiss@ulagapartner.ch

Ulaga Partner AG
CH-4051 Basel

Normalbauweise für Schottertröge auf Mauerwerksviadukten
Standard ballast troughs on masonry viaducts

Karl Baumann

Einführung

Die Rhätische Bahn (RhB) ist eine Schmalspurbahn mit einer Netzlänge von 384 km. Sie ist einerseits eine sehr bekannte Tourismusbahn und andererseits ein wesentlicher Leistungserbringer im öffentlichen Verkehr des Kantons Graubünden. Es handelt sich um eine Gebirgsbahn mit einer anforderungsreichen Trassierung und einer Vielzahl von Kunstbauten.

Die RhB besitzt insgesamt 604 Brücken mit einer totalen Länge von 15 764 Metern. Der Grossteil der Brücken, nämlich deren 325, sind Mauerwerksviadukte, die zwischen 1901 und 1914 gebaut wurden. Es sind typisierte Bauwerke, die nach einem einheitlichen Standard hergestellt wurden. Das Normalprofil weist eine Fahrbahnbreite von 4,20 m auf und der Viaduktgrundkörper misst 3,60 m. Die Brückenabschlüsse bestehen aus Granitplatten und Konsolsteinen, die den Bauwerken ihr typisches Erscheinungsbild verleihen.

Aus der aktualisierten Zustandsbeurteilung der Viadukte geht hervor, dass die überwiegende Mehrheit der Mauerwerksviadukte erheblich bis stark beschädigt ist. Die Schäden sind vorwiegend auf Nässe und Feuchtigkeit zurückzuführen. Das Meteorwasser versickert im erdgefüllten Schottertrog und dringt über örtliche Fehlstellen in die Mauerwerksfugen ein. Dort führt es zu Auslaugungen, Gefügezerstörungen und schliesslich zu einer kompletten Zersetzung des Mörtels.

Introduction

The Rhaetian Railway (RhB) is a narrow gauge railway with a network length of 384 km. It is on the one hand a very well known tourist railway, and on the other an important provider of public transport in the region of the Grisons. It is essentially a mountain railway with demanding routes and many civil engineering structures.

The RhB has a total of 604 bridges with a combined length of 15,764 metres. The majority of the bridges, i.e. 325, are masonry viaducts built between 1901 and 1914. They are typical civil engineering structures that were built to a standard design. The standard section has a trackbed width of 4.20 m and the central trough-like base of the viaduct measures 3.60 m. The bridge sides consist of granite blocks and bracket stones, which give the structures their typical appearance.

The updated condition evaluation of the viaducts shows that for the vast majority of the masonry viaducts the degree of damage varies from slight to severe. The

Instandsetzungskonzept Mauerwerksviadukte

Voraussetzung für die langfristige Substanzerhaltung von gemauerten Viadukten ist der Schutz des Mauerwerks vor Nässe. Die direkte Bewitterung der Seitenflächen mit nachfolgenden Trockenperioden ist nicht kritisch. Schäden treten in erster Linie durch stehendes Wasser in Kombination mit Frosteinwirkungen auf.

Das Instandsetzungskonzept basiert auf dem Einbau eines Schottertrogs in Stahlbeton, der in erster Linie als Abdichtungsträger und Entwässerungsrinne dient. Die Geometrie des Schottertrogs

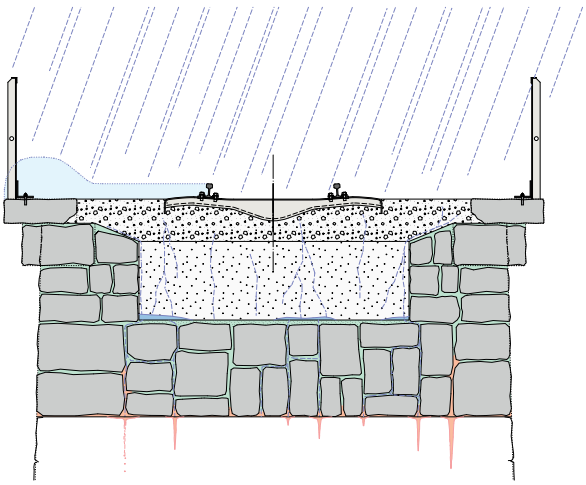


Fig. 1
Schädigungsmechanismus Wasserzutritt – Frosteinwirkung.
Deterioration mechanism water entry – effect of frost.

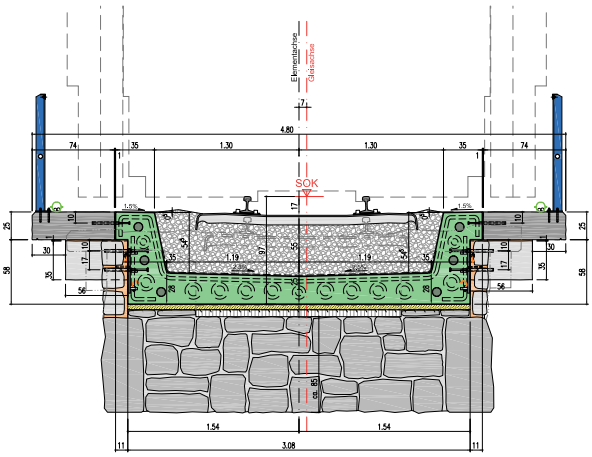


Fig. 2
Normalquerschnitt Betonschottertrog
Standard cross section through concrete ballast trough.

damage is basically due to damp and humidity. Rainwater trickles into the earth-filled ballast trough and penetrates through local faults into the masonry joints. This leads to leaching out, joint destruction and finally to the complete decomposition of the mortar.

The rehabilitation plan for masonry viaducts

It is essential for the long-term preservation of the material in masonry viaducts to protect the masonry from dampness. The direct weathering of the side surfaces with subsequent dry periods is not critical. Damage occurs basically from standing water combined with the effect of frost.

The rehabilitation plan is based on the installation of a ballast trough made of reinforced concrete, which basically serves as a sealing beam and drainage gutter. The geometry of the ballast trough depends on the railway requirements and the standardised safety margins. Thus a minimum ballast thickness of 30 cm under the sleepers and a minimum longitudinal gradient of 1.5% is required for satisfactory drainage.

Design requirements

The interaction between the concrete trough and the basic structure has to be given special consideration. On straight structures the temperature equalisation is accomplished by means of an increase or reduction of the crown of the arch. This so-called breathing of the arch structure is obstructed by the ballast trough, necessitating a slim design.

The RhB lays all ballast troughs over the complete length of a structure of up to 150 m without a joint and allows for crack formation from prevented shrinkage distortion.

Operating requirements

The Rhaetian Railway system consists for the most part of single-track lines that cannot be bypassed. Consequently the nightly shut down is long and lasts on average 6–7 hours. The passenger traffic in the late evening is generally so light that the last trains can easily be replaced by buses.

Since the railway operation cannot be interrupted there are two main ways of carrying out construction work on the line. These are firstly the production of ballast troughs made from cast-in-situ concrete, which assumes the use of temporary bridges, and secondly the laying of prefabricated units, which requires a longer night interruption of train operation of 10 to 12 hours.

Fig. 3
Herstellung Schottertrog Russeinerviadukt.
Production of the ballast trough on the Russeiner viaduct.

ergibt sich aus den bahntechnischen Anforderungen und den normativen Sicherheitsräumen. So werden eine minimale Schotterstärke von 30 cm unter der Schwelle sowie eine minimale Längsneigung von 1,5% für eine einwandfreie Entwässerung gefordert.

Konstruktive Anforderungen

Die Interaktion zwischen dem Betontrog und der Grundstruktur ist speziell zu beachten. Auf geraden Bauwerken erfolgt der Temperaturausgleich durch ein Anheben bzw. Absenken des Bogenscheitels. Dieses sogenannte Atmen der Bogenkonstruktion wird durch den Schottertrog behindert, weshalb für diesen eine schlanke Ausbildung erforderlich ist.

Die RhB führt alle Schottertröge fugenlos über die ganze Bauwerkslänge von bis zu 150 m aus und nimmt eine Rissbildung aus behinderten Schwindverformungen in Kauf.

Betriebliche Anforderungen

Das Netz der Rhätischen Bahn besteht zum überwiegenden Teil aus Einspurstrecken, die nicht umfahren werden können. Dafür ist die Nachtbetriebspause lang und dauert im Mittel 6 bis 7 Stunden. Der Personenverkehr in den abendlichen Randstunden ist

Preservation of monuments

The masonry viaducts are a trademark of the Rhaetian Railway and a part of the "Ehre dem Stein" (glory to the stone) movement started by Robert Moser at the beginning of the 20th century. The Albula Railway was the first Swiss railway that was consistently built according to Moser's principles and served as a model for many other railway lines. With the exception of the strongly dressed stone and the upper bridge termination in the form of bracket stones and granite cover plates the viaducts are simply built. For the sake of monument protection the appearance of the structure must not be changed and the ballast troughs must be faced with the existing masonry and once again fitted with bracket stones, and if

Fig. 4
Herstellung Schottertrog Lochtobelviadukt.
Production of the ballast trough on the Lochtobel viaduct.

zumeist so gering, dass die letzten Züge ohne grösseren Aufwand durch Busse ersetzt werden können.
Da der Bahnbetrieb nicht unterbrochen werden kann, stehen für den Bauvorgang zwei Konzepte im Vordergrund. Dies ist einerseits die Herstellung des Schottertrogs in Ortbeton, was den Einsatz von Hilfsbrücken voraussetzt, und andererseits die Herstellung in vorfabrizierter Bauweise, was eine längere Nachtbetriebspause von 10 bis 12 Stunden erfordert.

Denkmalpflegerische Aspekte

Die Mauerwerksviadukte sind ein Markenzeichen der Rhätischen Bahn und ein Teil der von Robert Moser anfangs des 20. Jahrhunderts ins Leben gerufenen «Ehre dem Stein»-Bewegung. Die Albulabahn war die erste schweizerische Bahnanlage, die konsequent nach Mosers Prinzipien gebaut wurde und als Vorbild vieler weiterer Bahnlinien diente. Mit Ausnahme der stark bossierten Steine und des oberen Brückenabschlusses in Form von Konsolsteinen und Granitabdeckplatten sind die Viadukte schlicht aufgebaut. Aus Gründen des Denkmalschutzes darf das Aussehen der Bauwerke nicht verändert und die Schottertröge müssen mit dem bestehenden Mauerwerk vorgemauert und wieder mit Konsolsteinen und je nachdem mit Granitabdeckplatten ausgerüstet werden.

Ortbetonlösung mit Hilfsbrücken

Für Viadukte mit einer Länge von mehr als 40 m und bei komplexen geometrischen Verhältnissen mit gekrümmter oder polygonaler Grundrissgeometrie werden die Schottertröge in Ortbeton hergestellt. Der Viaduktaufbau über dem Bogenscheitel wird vollständig abgetragen, ohne dabei die tragenden Gewölbe anzutasten.
Die Bauweise beruht auf einem Taktprogramm, beginnend mit dem Einbau mehrerer Hilfsbrücken. Es handelt sich um Kleinbrücken mit einer Länge von 7,20 m und einem Gewicht von 4,5 t, die gängige Bagger versetzen können. Die Hilfsbrückenfundamente werden als Teil des Schottertrogs vorfabriziert und präzise auf einer Splittlage versetzt.
Die Rohbauarbeiten für eine Trogetappe dauern je nach deren Länge zwei bis vier Wochen. Für den nachfolgenden Einbau der Abdichtung müssen witterungsbedingt nochmals ein bis zwei Wochen eingeplant werden. Je nach Leistungsfähigkeit der Unternehmung kann in vier bis sechs Wochen eine Länge von 50 bis 75 m hergestellt werden.
Mit Ausnahme der Arbeiten für den Ein- und Ausbau der Hilfsbrücken erfolgen alle Arbeiten tagsüber. Bei logistisch schwierigen Verhältnissen, wo keine strassenseitige Erschliessung möglich ist, müssen das Betonieren und die Materialtransporte ebenfalls in die Nachtbetriebspause verlegt werden.
Die Schottertröge bestehen aus der 25–30 cm dicken Trogplatte, den Stegen in einer Höhe von etwa 90 cm und der Kragplatte. Letztere wird vollständig in Beton oder mit verdübelten Granitabdeckplatten ausgeführt. Die Gesamtbreite auf Fahrbahnhöhe beträgt mindestens 4,80 m und an der Schnittstelle zum Viaduktgrundkörper 3,35 m. Die seitlichen Trogstege werden mit dem ursprünglichen Mauerwerk verblendet.

appropriate, with granite cover plates.

The cast-in-situ solution with temporary bridges

For viaducts with a length of more than 40 m and with complex geometrical conditions with a curved or polygonal ground plan geometry the ballast troughs are made of cast-in-situ concrete. The viaduct construction over the crown of the arch is completely taken down without breaking into the load-carrying vault.
The construction method is based on a cyclic programme, beginning with the installation of several temporary bridges. These are small bridges with a length of 7.20 m and a weight of 4.5 tonnes, which can be moved with today's excavators. The temporary bridge foundations are prefabricated as part of the ballast trough and precisely positioned on a layer of split.
The basic structural work for a trough construction step lasts, depending on its length, two to four weeks. For the subsequent installation of the sealing, depending on the weather, a further one or two weeks must be planned. Depending on the performance of the contractor a length of 50 to 75 m can be achieved in four to six weeks.
With the exception of the work for the installation and removal

Fig. 5
Einbau vorfabrizierter Schottertrog am Viadukt Val Rabius.
Installation of prefabricated ballast trough on the Val Rabius viaduct.
(© Andrea Badrutt)

of the temporary bridges all work is done during the day. If the logistic conditions are unfavourable and no roadside development is possible, the concreting and the material transport must also be done during the nightly pause.
The ballast trough consists of the 25–30 cm thick trough plate, the spacers, which have a height of about 90 cm, and the cantilever plate. The latter is made completely of concrete or with dowelled granite cover plates. The total width at the height of the track is at least 4.80 m and at the interface with the viaduct base 3.35 m. The sides of the trough are faced with the original masonry.
The concrete used is C30/37 XC4, XD3, XF2 (CH). If the concreting can be done during the day, a pump is used. For concreting during the night a drum mixer is installed directly on a railway wagon and the concrete placed by means of slides. With design and technological measures, such as a concrete quality with a low water-cement ratio, the laying of a minimum reinforcing and a good cure a fine crack distribution can be obtained. To further improve the crack behaviour an additional 600 g/m^3 of plastic fibres is mixed into the concrete for the particularly exposed cantilever plates.
The sealing of the ballast troughs is done with a thin layer coating of a two component epoxy/polyurethane system with quartz sanding. This system can be used in railway ballast troughs without an additional protective layer. It does not achieve the same crack bridging as a conventional sealing with polymer bitumen sealing strips, but has advantages in the application and the total thickness of just 5 mm.

Eingesetzt wird Beton C30/37 XC4, XD3, XF2 (CH). Wenn tagsüber betoniert werden kann, erfolgt das Einbringen mit der Pumpe. Für Betonarbeiten in der Nacht wird ein Trommelmischer direkt auf einen Bahnwagen aufgebaut und das Einbringen erfolgt über Rutschen. Konstruktive und technologische Massnahmen, wie eine Betonqualität mit niedrigem w/z-Wert, das Verlegen einer Mindestbewehrung und eine gute Nachbehandlung, gewährleisten eine feine Rissverteilung. Zur weiteren Verbesserung des Rissverhaltens werden dem Beton für die besonders exponierten Kragplatten zusätzlich 600 g/m^3 Kunststofffasern beigemischt.
Die Abdichtung der Schottertröge erfolgt mit einem Dünnschichtbelag aus einem 2-Komponenten-Epoxid-Polyurethansystem mit Quarzsandabstreuung. Dieses System kann in Bahnschottertrögen ohne zusätzliche Schutzschicht eingebaut werden. Es erreicht nicht die gleiche Rissüberbrückung wie eine konventionelle PBD-Abdichtung, weist dafür aber Vorteile in der Applikation und seiner Gesamtdicke von lediglich 5 mm auf.

Vorfabrizierte Schottertröge

Das Konzept mit vorfabrizierten Betontrögen ist prädestiniert für kurze Bauwerke, auf denen der Schottertrog in einer Nacht ein-

Prefabricated ballast troughs

Prefabricated concrete troughs are a good solution for short structures on which the ballast trough can be installed in one night. Because the temporary bridges are not required and the number of night shifts is minimised the complete construction work with prefabricated elements is cheaper than the cast-in-situ concrete solution.
The prefabricated elements are respectively 2.0 to 2.5 m long and weigh 8 to 10 t. They are laid on an accurately shaped split bed. It is not necessary to fit mechanical connections to the body of the viaduct. After assembly all elements are clamped together to form a monolithic total system.
The manufacture of troughs is done by the contact process with C40/50, XC4, XD3, XF4 quality concrete. The contact joints are fitted with shear pins and a continuous sealing strip. Together with the effect of the prestressing a watertight construction is produced. In addition, the contact joint on the trough surface is cast with an elastic mass.
Qualitatively the performance of the prefabricated elements is as good as that in the cast-in-situ concrete. The higher concrete quality of the elements favours prefabrication, but the necessary joints between the elements are a disadvantage. With the measures described for the joint area the design disadvantages can be solved, so that a durable and low maintenance design results.
The heavy elements are lifted into position with a 400 metre-tonne portal crane with a big reach, running on the same rails. The building work is planned around the

gebaut werden kann. Durch das Wegfallen von Hilfsbrücken und die Minimierung der Anzahl Nachtschichten ist die gesamte Baumassnahme mit vorfabrizierten Elementen günstiger als jene mit Ortbeton.

Die vorfabrizierten Elemente sind jeweils 2,0 bis 2,50 m lang und wiegen 8 bis 10 t. Sie werden auf ein profilgenau abgezogenes Splittbett versetzt. Auf die Ausbildung mechanischer Verbindungen zum Viaduktkörper kann verzichtet werden. Nach der Montage werden alle Elemente zu einem monolithischen Gesamtsystem zusammengespannt.

Die Herstellung der Tröge erfolgt im Kontaktverfahren mit einer Betonqualität C40/50, XC4, XD3, XF4. Die Kontaktfugen werden mit Schubnocken und einem durchlaufenden Dichtungsband versehen. Zusammen mit der Wirkung der Vorspannung resultiert eine wasserdichte Konstruktion. Zusätzlich wird die Kontaktfuge an der Trogoberfläche mit einer elastischen Masse vergossen.

Qualitativ entspricht die Ausführung mit Fertigelementen jener in Ortbeton. Die höhere Betonqualität der Elemente spricht für die Vorfabrikation, aber die notwendigen Elementfugen sind als nachteilig einzustufen. Mit den dargestellten Massnahmen im Fugenbereich können die Nachteile konstruktiv gelöst werden, sodass eine dauerhafte und unterhaltsarme Konstruktion resultiert.

Die schweren Elemente werden mit einem 400-mt-Gleiskran vor Kopf versetzt. Der Bauablauf ist auf die Reichweite und die Kapazität des Gleiskrans ausgelegt, was den Einbau von maximal 7 Elementen mit einer Länge von jeweils 2 m ohne das Umsetzen des Krans ermöglicht. Für längere Brücken sind das temporäre Versetzen einer Hilfsbrücke oder der Einbau des Gleisrosts auf einer Holzklotzung erforderlich, damit der Kran entsprechend vorgefahren werden kann. Nach dem Versetzen der Elemente werden diese in der gleichen Nacht vorgespannt und injiziert. Gleichzeitig erfolgt der Einbau des Schotteroberbaus mit den Gleisen, sodass das Trassee am Morgen dem Bahnbetrieb wieder zur Verfügung steht. Der erforderliche Zeitbedarf für eine Brücke von 20 m Länge beträgt knapp 10 Stunden.

Fig. 6
Ova da Roseg Viadukt nach der Instandsetzung.
Ova da Roseg viaduct after rehabilitation.

reach and the capacity of the portal crane, which allows the installation of up to 7 elements each of length 2 m without moving the crane to a different position. For longer bridges the temporary use of an auxiliary bridge or the installation of a length of track on a timber block are necessary so that the crane can be driven past. After the placing of the elements they are prestressed and grouted in the same night. The ballast superstructure and rails are installed at the same time so that the line is available again to carry trains the next morning. The time required for a 20 m long bridge is close to 10 hours.

Costs

The total cost for the rehabilitation of natural stone viaducts depends on the accessibility of the structure and the extent of the rehabilitation to the masonry surface. On average it is 4,250 Swiss francs per square metre of bridge surface. Just the costs for the production of the ballast trough (without installation, scaffolding and rehabilitation of masonry) amounts on average to 6,500 Swiss francs per running metre of bridge.

Kosten

Die Gesamtkosten für die Instandsetzung von Natursteinviadukten hängen von der Zugänglichkeit des Bauwerks und dem Umfang der instandzusetzenden Mauerwerksfläche ab. Sie betragen im Mittel 4250 Franken pro Quadratmeter Brückenoberfläche. Die reinen Baumeisterkosten für die Herstellung des Schottertrogs (ohne Installation, Gerüst und Instandsetzung Mauerwerk) betragen im Mittel 6500 Franken pro Laufmeter Brücke.

Autor/Author

Karl Baumann
dipl. Bauing. ETH SIA
Rhätische Bahn AG
CH-7002 Chur
k.baumann@rhb.ch

Sponsoren

Sponsors

Sponsors

BETONSUISSE	BETONSUISSE Marketing AG	**www.betonsuisse.ch**
Schweizerische Eidgenossenschaft Confédération suisse Confederazione Svizzera Confederaziun svizra	Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK **Bundesamt für Strassen ASTRA**	**www.astra.admin.ch**
SBB CFF FFS	Schweizerische Bundesbahnen SBB	**www.sbb.ch**
FREYSSINET SUSTAINABLE TECHNOLOGY	Freyssinet SA	**www.freyssinet.ch**
	Sorotec SA	**www.sorotec.ch**
SpannStahl	Spannstahl AG	**www.spannstahl.ch**
stahlton	Stahlton AG	**www.stahlton.ch**
VSL	VSL (Schweiz) AG	**www.vsl.com**

HILTI	Hilti (Schweiz) AG	**www.hilti.ch**
BBR A Global Network of Experts Since 1944	BBR VT International AG	**www.bbrnetwork.com**
sia fbh gpc	Fachgruppe für Brückenbau und Hochbau Groupe spécialisé des ponts et charpentes	**www.sia-fbh.ch**
SWISS STEEL Providing special steel solutions	Swiss Steel AG	**www.swiss-steel.com**
ancotech **Spezialbewehrungen** Durchstanzbewehrungen Edelstahlverankerungen	ANCOTECH AG	**www.ancotech.ch**
sia feb gpo	Fachgruppe für die Erhaltung von Bauwerken Groupe spécialisé pour la conservation des ouvrages	**http://feb.sia.ch**
Aschwanden	F. J. Aschwanden AG	**www.aschwanden.com**

IBK Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich **www.ibk.ethz.ch**

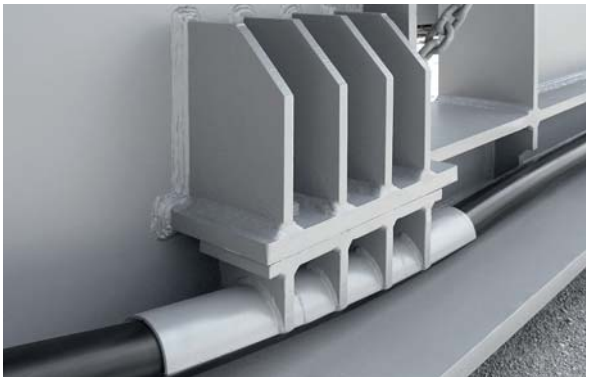
EPFL Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne **ibeton.epfl.ch** **mcs.epfl.ch**

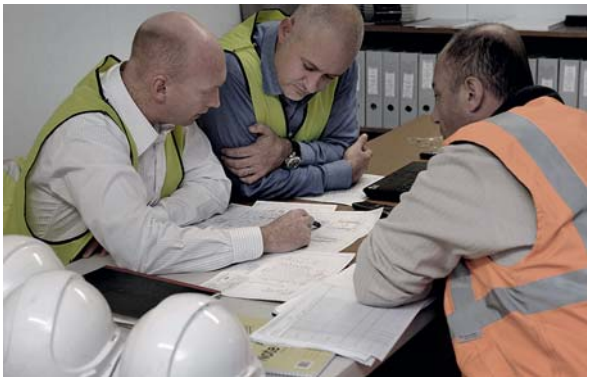
Hochschule Luzern, Technik & Architektur **www.hslu.ch/technik-architektur**

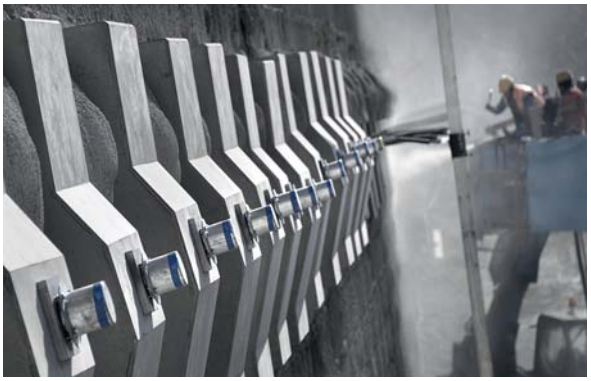
Empa, Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt, Dübendorf **www.empa.ch**

Ecole d'ingénieurs et d'architectes de Fribourg
ITEC Institut des technologies de l'environnement construit **www.hefr.ch**

HSR Hochschule für Technik Rapperswil
Studiengang Bauingenieurwesen **www.hsr.ch**







VSV
ASEP
ASIP

Verein Schweizerischer
Vorspannfirmen
Association Suisse des
Entreprises de Précontrainte
Associazione Svizzera delle
Imprese di Precompressione

fib-CH

Schweizer Gruppe der internationalen Vereinigung für Beton
Groupe national suisse de la féderation internationale du béton
Swiss national group of the international federation for structural concrete