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

The fifth *fib*-Congress
October 7 to 11, 2018, Melbourne, Australia

***fib*-CH Betontag/Journée du béton 2019**

fib-CH

Schweizer Gruppe der internationalen Vereinigung für Beton
Groupe national suisse de la fédération 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
Christophe Candolfi, ing. dipl. HES, Bern
Walter Kaufmann, Prof. Dr. sc. techn., dipl. Bauing. ETH, Zürich
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
Tomaž Ulaga, Dr. sc. techn., dipl. Bauing. ETH, Basel
Heiner Widmer, Dr. phil. nat., Bern

Koordination, Gestaltung und Produktion
Martin Grether, Techkomm, Zürich

Fotos Umschlag
Brücke über die Birs und Tunnelportal der RC6; Stellwerk der SBB in Pollegio; Schulanlage Nosedo in Massagno (© Daniela Droz & Tonatiuh Ambrosetti); Taminabrücke (© Bastian Kratzke)

© Copyright 2018 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 978-2-8399-2484-9

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

The fifth *fib*-Congress
October 7 to 11, 2018, Melbourne, Australia

***fib*-CH Betontag/Journée du béton 2019**

fib-CH

Schweizer Gruppe der internationalen Vereinigung für Beton
Groupe national suisse de la fédération 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 international gültiger Empfehlungen;
- Informieren der Mitglieder über die neuesten Entwicklungen im Betonbau.

Die *fib* wird heute von 45 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 Gruppe *fib*-CH) beschloss, anlässlich des *fib*-Kongresses in Melbourne 2018 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 Melbourne 2018 werden ausgewählte Beiträge der Publikation im Rahmen des Betontages 2019 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.

August 2018

Redaktoren-Team der *fib*-CH

Alle Beiträge stehen als PDF-Dateien zur Verfügung:
https://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 45 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 Melbourne 2018 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 Melbourne 2018, des contributions sélectionnées seront présentées à un public suisse plus large lors de la journée du béton *fib*-CH 2019.
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.

Août 2018

Équipe de rédaction *fib*-CH

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

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 international recommendations;
- the information of members on the latest developments.

At the current time, *fib* comprises 45 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 long-standing tradition to prepare on the occasion of the *fib*-Congress in Melbourne 2018 (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 Melbourne 2018, selected contributions will be presented to a broader Swiss audience at the *fib*-CH Concrete Day 2019.
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.

August 2018

fib-CH Editorial Team

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

Inhalt · Table des matières · Contents

Hochbau
Bâtiment
Buildings 10

Cristina Zanini Barzaghi
Periscopio di Pollegio: la struttura portante di una scultura di calcestruzzo
The Periscope of Pollegio: the prestressed structure of a concrete sculpture 12

Jonathan Krebs, Philippe Menétrey
Structure porteuse de la manufacture au Locle
Load-bearing structure of the factory at Le Locle 18

Andrea Pedrazzini, Eugenio Pedrazzini, Roberto Guidotti
Uffici Unterstrasse, San Gallo
Unterstrasse offices, St. Gallen 24

Nico Ros, Christian Rudin
Helsinki Dreispitz – massive und unabhängige Fassade
Helsinki Dreispitz – solid and independent facade 29

Joseph Schwartz
NEST-Gebäude, Empa-Areal Dübendorf
NEST building, Empa complex Dübendorf 34

Christian Penzel, Martin Valier
Sporthallen Weissenstein
Sports halls Weissenstein 40

Stefan Bänziger, Timothy Hafen
Ein Hochhaus und ein Hofhaus– das Tragsystem im neuen Campus der FHNW Muttenz
A high-rise and courtyard building – the structural system of the new FHNW campus building in Muttenz 46

Hans Seelhofer
Fernwärmezentrale Waldau, St. Gallen
Waldau district heating centre, St. Gallen 52

Franco Lurati, Livio Muttoni, Mario Passerini, Aurelio Muttoni
Centro scolastico Nosedo – Massagno (TI)
School centre Nosedo – Massagno (TI) 58

Christoph Reichen, Andrea Molinari
Dreifach-Kindergarten mit öffentlicher Tiefgarage in Würenlingen
Triple kindergarten featuring a public underground garage in Würenlingen 63

Brücken und Ingenieurbau
Ponts et génie civil
Bridges and Civil Engineering 68

Jean-François Klein, Michel Virlogeux, Thierry Delémont, Vincent de Ville de Goyet
Troisième pont sur le Bosphore – un chef d'œuvre d'ingénierie structurale
Third Bosphorus bridge – a masterpiece of sculptural engineering 70

Aurelio Muttoni, Miguel Fernández Ruíz, Quentin Roubaty
Le nouveau pont de la Sorge
The new bridge over the river Sorge 79

Volkhard Angelmaier
Die Taminabrücke bei Pfäfers
The Tamina Canyon crossing near Pfäfers 84

Thierry Beuchat, Sylvain Plumey
Le tunnel RC6 et le pont sud sur la Birse à la frontière jurassienne
The RC6 tunnel and the south bridge over the Birse at the border between the cantons of Jura and Bern 90

Oliver Müller, Pascal Leu
Ersatzneubau Schönenwerdbrücke, Dietikon
Construction of new Schönenwerd bridge in Dietikon 96

Aldo Bacchetta, Luc Trausch, Stephan Etter
Die Letzigrabenbrücke und die Kohlendreieckbrücke
The Letzigraben bridge and the Kohlendreieck bridge 102

Martin Diggelmann
Vierte Eisenbahnbrücke über die Vispa in Visp
Fourth railway bridge over the Vispa river in Visp 108

Ivan Markovic, Roger Manetsch
Neue Strassenbrücke über den Unterwasserkanal in Dietikon
New road bridge over the tailrace channel in Dietikon 114

Samuel Hörmann, Martin Bimschas, Balz Amrein, Walter Kaufmann, Beat Meier, Raoul Spataro
Pont du Tiguelet
The Tiguelet bridge 120

Bauwerkserhaltung
Conservation des ouvrages
Conservation of Structures 126

Viviane Buchwalder
Instandsetzung Aarebrücke Worblaufen
Rehabilitation of Aare bridge Worblaufen 128

Lionel Moreillon, Claude Broquet, Philippe Menétrey
Renforcement et remise en état du pont sur la Chandelar
Strengthening and rehabilitation of Chandelar bridge 134

Thomas Jäger
Instandsetzung Hinterrheinbrücke Cazis der Autobahn A13
Rehabilitation of the Hinterrhein bridge Cazis on the A13 motorway 140

Forschung und Entwicklung
Recherche et développement
Research and Development **146**

Foreword **148**

École Polytechnique Fédérale de Lausanne
Laboratory for Maintenance and Safety of Existing Structures (MCS) **149**

École Polytechnique Fédérale de Lausanne
Structural Concrete Laboratory **150**

Eidgenössische Technische Hochschule (ETH) Zürich
Chair of Concrete Structures and Bridge Design **154**

Eidgenössische Technische Hochschule (ETH) Zürich
Chair of Structural Mechanics **155**

Empa, Swiss Federal Laboratories for Material Science and Technology
Structural Engineering Research Laboratory **156**

Haute école d'ingénierie et d'architecture de Fribourg HEIA-FR
institut des Technologies de l'Environnement Construit iTEC **157**

Lucerne University of Applied Sciences and Art
Competence Centre for Structural Engineering (CC KI) **158**

Sponsoren
Sponsors
Sponsors **160**

Hochbau

Bâtiment

Buildings

Periscopio di Pollegio: la struttura portante di una scultura di calcestruzzo
The Periscope of Pollegio: the prestressed structure of a concrete sculpture

Cristina Zanini Barzaghi

Introduzione

Il Periscopio, così chiamato fin dal motto che abbiamo adottato per il progetto di concorso, è la nuova torre di controllo di Alptransit-FFS a Pollegio. L'edificio marca in modo inconfondibile il paesaggio in prossimità del portale sud della galleria di base del San Gottardo ed è stato pensato per essere ammirato in velocità. La sua forma scultorea è sviluppata in verticale e si contrappone idealmente al fluire delle linee orizzontali di traffico presenti nel fondovalle della Leventina (Fig. 1).

La forma di periscopio, con la «scatola» superiore con sbalzi asimmetrici e il «fusto» inferiore massiccio, e la struttura portante in calcestruzzo armato precompresso faccia a vista sono precise scelte fatte sin dall'inizio con gli architetti (Fig. 2).

Lo studio di soluzioni creative nella fase iniziale del progetto è stato particolarmente stimolante. Per il calcolo statico, la struttura è

Introduction

The Periscope is the new control tower of Alptransit – the stretch of railway with a 50 km tunnel through the Alps – in Pollegio, so called because of the key word used in the project competition. Due to its architectural appearance, the building marks the landscape around the south portal at Gotthard Base Tunnel. Its design is intended to be fully appreciated at high speed. Its sculptural shape highlights the

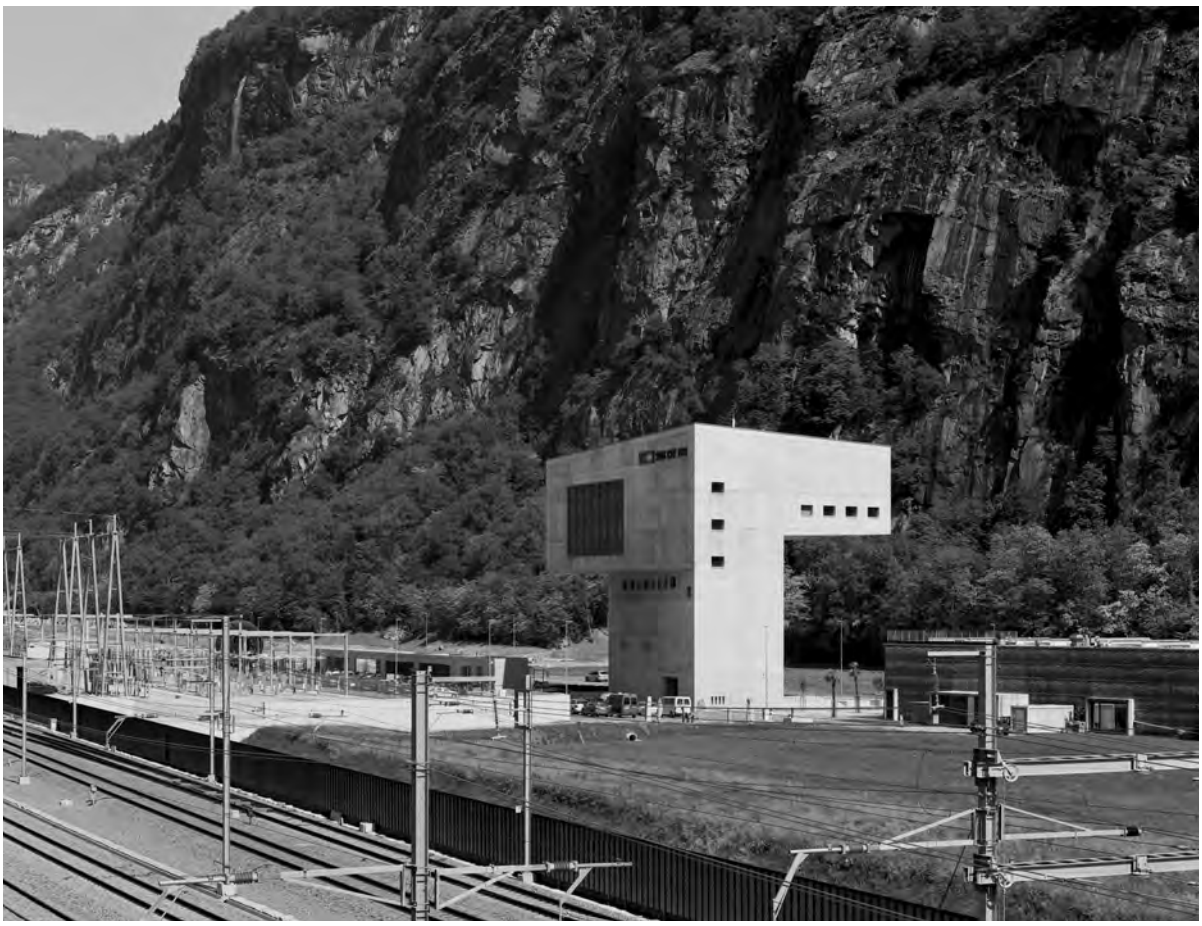


Fig. 1
Vista del Periscopio da sud-est.
View of the building from south-east.
(© Hélène Binet)

Fig. 2
Particolare del calcestruzzo facciavista sul fronte ovest.
Detail of exposed concrete on the western facade.
(© Hélène Binet)

vertical, forming a perfect contrast with the flow of the horizontal traffic lines of the Leventina valley floor (Fig. 1).
Specific design choices were made by the architects, such as the "periscope" shape (with the "box" with asymmetrical cantilevers on the massive "shaft") and the structure made of reinforced, prestressed and fair-faced concrete (Fig. 2).
Coming up with solutions for the design of the complex structure was a very creative challenge. In an initial approach, the structure was divided into walls and slabs (two-dimensional elements) and the vertical and horizontal loads were analysed separately. The flows of the forces were modelled both with traditional methods, based on graphic statics (such as strut-and-tie and stress fields) and with finite element modelling. The interpretation of outputs from the finite element method required an intensive analysis and

stata scomposta in elementi bidimensionali verticali e orizzontali che riprendono sia carichi verticali sia orizzontali. I flussi delle forze sono stati modellati sia con i metodi tradizionali basati sulla statica grafica, come i tralicci e i campi di tensione, sia con il calcolo informatico con elementi finiti lineari, a due o tre dimensioni. Quest'ultimi hanno richiesto molto impegno per la loro interpretazione, vista l'importante interazione fra i diversi elementi strutturali. I dimensionamenti sono stati svolti considerando differenti equilibrii di forze così da ottenere una struttura efficiente con una certa ridondanza, nel contempo economicamente sostenibile. Sono stati inoltre approfonditi molti aspetti particolari, quali la ripartizione fra flessione antimetrica e torsione nella copertura, la progettazione delle centinature (Fig. 3), la precompressione in tre direzioni, la distribuzione delle forze sui pali e l'interazione fra terreno e

ultimately allowed the important interaction between the multiple structural elements to be confirmed. The design of the structural elements was carried out with several variations of the force flow, in order to obtain an efficient structure that is balanced at all times, with some structural redundancy. Of course, at the same time, the criteria of economics and sustainability were considered and carefully integrated into the considerations. Many specific aspects were analysed in detail, such as the distribution ratio in the roof element between anti-metric bending and torsion, the design requirements for the scaffolding under the cantilevers (Fig. 3), the three-dimensional prestressing, the distribution of the forces between the various foundation piles, and the interaction between foundation and building.

Concrete technology and constructional aspects

An already tested recipe, already largely adopted on the Alptransit sites, that uses high quality alluvial aggregates from Hüntwangen, has been employed for the fair-faced concrete (as well as CPN C). The external walls have been thermally insulated internally. Great attention has also been paid to the design of the formwork. Minute details such as sharp edges and treatment against rust from reinforcing bars were also taken care of. The arrangement of the anchorage points for the post-tensioning tendons was also designed in accordance with the architectural requirements.
The minimum ratio of reinforcement was determined according to the standard SIA 262 in order to limit large cracks and deformations to an admissible level. From the monitoring carried out after finishing the construction, very small cracks within the limits of defined deformations in the Swiss Codes (less than 0.2 mm) were observed. Also deformation was traced at several monitoring points throughout the building, at various times during and after erection

Fig. 3
Piattaforme per esecuzione delle parti aggettanti.
Scaffolding for the cantilevered parts.
(© ORCH – Alessandra Chemollo)

edificio. È difficile riassumere il lavoro svolto in poche righe: segue perciò la descrizione succinta della struttura.

Materiali e accorgimenti costruttivi

Per il calcestruzzo facciavista di classe CPN C è stata adottata una ricetta già ampiamente testata nei cantieri di Alptransit, con inerti alluvionali di alta qualità da Hüntwangen. Le pareti portanti esterne sono state isolate termicamente all'interno, prevedendo i necessari risvolti per contenere i ponti di freddo. È stata dedicata grande attenzione al disegno dei casseri e dei distanziatori. Sono stati curati anche dettagli minuti quali gli spigoli vivi acuti e il trattamento contro la ruggine dei ferri di ripresa: anche la disposizione delle nicchie di tesatura dei cavi è stata concordata con gli architetti.

L'armatura minima è stata definita in base alle esigenze accresciute per la fessurazione secondo la norma SIA 262. Dai rilievi eseguiti dopo il cantiere abbiamo constatato fessure molto contenute con aperture entro i limiti della norma (inferiori a 0,2 mm). Pure le deformazioni nei punti caratteristici dell'edificio sono state misurate in più momenti durante e dopo il cantiere. Si sono manifestati spostamenti di pochi millimetri sia in verticale sia in orizzontale. I diversi monitoraggi permettono di verificare la plausibilità del calcolo statico e di constatare che il comportamento reale è fortemente influenzato dalla resistenza torsionale della struttura.

La predisposizione di soffitti ribassati e pavimenti tecnici, come pure la presenza di vani tecnici verticali permette la massima flessibilità per le infrastrutture. L'intero sistema strutturale è stato concepito senza inserti e con una rigorosa pianificazione delle forometrie richieste dall'impiantistica.

Scatola superiore con travi parete precompresse

La «scatola» superiore della struttura in calcestruzzo armato è precompressa con 60 cavi rettilinei in post-tensione con aderenza, disposti nelle tre direzioni e tesati dopo l'ultimazione dell'intera struttura

of the concrete structure. Displacements of a few millimetres were observed both vertically and horizontally. The different monitoring systems adopted enable the plausibility of the numerical model to be verified. The data collected confirms that the actual structural behaviour is strongly influenced by the torsion of the whole structure.

The concept of the entire structural system took full account of the requirements of the technical equipment. Lowered ceilings and technical floors, as well as vertical technical compartments, have been provided to allow maximum flexibility for the technical equipment and to avoid the placement

Dati principali/Main figures

m^3 SIA	26 000 m^3
Calcestruzzo tipo C/ Concrete type C	6 000 m^3
Armatura B500B/ Reinforcement B500B	900 t
Acciaio/Steel S355	26 t
Precompressione/ Pretensioning	60 cavi totale 1650 m
Pali di fondazione/ Foundation piles	35 pz totale 750 m
Costi complessivi/ Overall costs	CHF 30 mio.
Struttura grezza/ Structural works	2010–2012
Inaugurazione/ Opening	2014

Committente/Owner
Ferrovie federali svizzere FFS SA, Lucerna; Alptransit Gottardo SA, Bellinzona
Architettura/Architect
Bruno Fioretti Marquez architetti Sagl, Lugano-Berlino
Ingegnere civile/Civil engineer
Borlini & Zanini SA, Montagnola
Impresa costruzioni/Contractor
CSC Impresa costruzioni SA, Lugano

of electrical cables and tubing within the concrete structure.

Cantilevered box and shear walls

The upper part of the reinforced concrete structure ("cantilevered box") is prestressed with 60 straight post-tensioned cables with adherence (Fig. 4). They are arranged in three directions and were tensioned after completing the roof-slab. The pretensioning is carried out with an electric control system (type C), adopted as standard in bridge construction but quite unusual in buildings.
The roof on the control room in the "cantilevered box" is designed as a box girder bridge with four pretensioned longitudinal beams with a span of about 33 metres and a variable height from 1.80 to 3.30 metres (Fig. 5).
The roof slab has a thickness ranging from 25 to 35 cm and is shaped like a butterfly with a lower fold on the diagonal of the roof, used for the discharge of rainwater. The large volume of the "box" houses office rooms on the upper level, which are suspended from the roof with steel bars in order to leave the lower space completely free from any support and transparent from facade to facade. The loads acting on the cantilevered box are transfered to the lower "shaft" by means of four shear walls prestressed with vertical and horizontal cables. The position of the openings in these shear walls was studied very carefully, especially for the south facade, with a cantilever of 17 metres (Fig. 6). The east and west facades with large windows help to resist the torsion resulting from the two asymmetrical cantilevered parts of the building.

Fig. 4
Schema della precompressione della scatola superiore.
Prestressing system for upper "cantilevered box".

grezza (Fig. 4). La precompressione è stata predisposta con un controllo elettrico (tipo C) equiparabile a quello impiegato nei ponti, ma non usuale nell'edilizia.
La copertura della sala comando è simile a quella dei ponti a cassone, con quattro travi longitudinali precompresse di luce di ca. 33 m e di altezza variabile da 1,80 a 3,30 m. La soletta ha uno spessore variabile da 25 a 35 cm, ed è conformata a due falde con un compluvio sulla diagonale per il deflusso delle acque piovane. Gli uffici del sesto piano, inseriti nel grande volume della scatola superiore, sono sospesi alla copertura con tiranti d'acciaio, così da lasciare la sala comando libera da ogni appoggio e trasparente da facciata a facciata. (Fig. 5)
I carichi aggettanti della scatola superiore sono ripresi principalmente da quattro travi pareti trasversali rispetto al fusto e rinforzate con cavi di precompressione verticali e orizzontali. La dispo-

Massive "shaft" and foundations

The lower part of the building, shaped like a solid shaft, houses the technical equipment, which is characterised by heavy loads. The flat slabs (35 cm) are supported by some internal columns up to the fourth floor. Massive perimeter walls, which uniformly distribute the forces to the foundations, are designed and constructed to withstand the mainly vertical load. Bespoke flag-shaped steel plates, provided with shear connectors (Fig. 7), are inserted in the walls at the interfaces with the cantilever boxes. They facilitate the transfer of the large concentrated forces from the boxes into the facade walls of the central building core.
The building is founded on a sandy-gravelly alluvial soil of good quality but not very consoli-

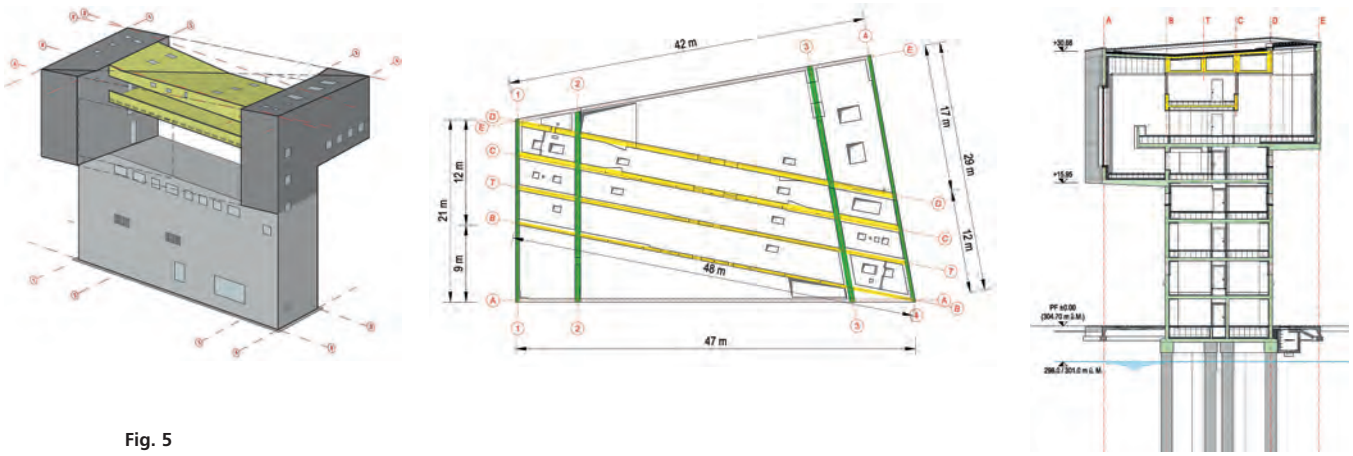


Fig. 5
Assonometria, pianta e sezione del sistema portante.
Axonometry, horizontal and vertical sections of the structural system.

sizione delle aperture in queste travi è stata studiata attentamente, in particolare per la facciata sud che risulta a sbalzo per 17 m (Fig. 6). Le facciate con grandi vetrate a est e ovest contribuiscono ad equilibrare la torsione risultante dai due aggetti asimmetrici.

Fusto inferiore e fondazioni

La parte inferiore dell'edificio è conformata come «fusto» massiccio e racchiude gli spazi riservati alla tecnica, dove sono previsti carichi utili elevati. Le solette piane di 35 cm prevedono fino al quarto piano delle colonne intermedie. La discesa dei carichi verticali avviene prevalentemente nelle pareti perimetrali del fusto, le quali essendo molto massicce, ripartiscono uniformemente le forze sulle fondazioni. In corrispondenza delle travi parete trasversali dei piani superiori sono inseriti degli appositi profilati a bandiera in acciaio con connettori, per garantire il passaggio delle grandi forze concentrate dalla scatola superiore al fusto (Fig. 7).
L'edificio è appoggiato su terreno alluvionale ghiaioso-sabbioso di buona qualità ma poco addensato. Nel sottosuolo è presente acqua di falda già a partire da qualche metro sotto la superficie, perciò l'edificio è stato eseguito senza piani interrati, con un solo vano tecnico realizzato con calcestruzzo impermeabile.

dated. Groundwater is already present at a few metres below the surface, which is why the building was built without a basement and with only one technical compartment, made of waterproof concrete. The foundation system with bored piles of 1.2 metres in diameter, and with a length of about 22 metres, was preferred for several reasons: the very low, almost imperceptible differential settlements, which is significant for the cantilevered parts; the lower costs, if compared to a surface foundation; the limited space requirement, given that the construction site had to be arranged in a very small area.
The loads of the two asymmetrical cantilevers counterbalance each other. The resultant vertical design force at the foundation level, approximately 37,000 kN, acts at precisely the centroid of the building shaft footprint.

Seismic stability

In term of seismic design, the building is considered to be within category II and with reduced ductility. The seismic analyses of the structure were performed using the static equivalent method with horizontal forces of about 9% of vertical loads. Despite the particular shape of the building, the downward continuity of the principal walls allows a direct force flow to the foundations. A

Il sistema di fondazione con pali trivellati di diametro di 1,2 m e lunghezza di ca. 22 m è stato preferito per più motivi: non solo per gli assestamenti differenziali molto contenuti e impercettibili anche nelle parti aggettanti, ma anche per i costi più favorevoli rispetto alle fondazioni superficiali, e per la contenuta necessità di spazio; esigenza tutt'altro che trascurabile in un cantiere che ha dovuto essere organizzato in un'area ridottissima.
Globalmente i carichi dei due aggetti asimmetrici si controbilanciano e la risultante delle forze verticali complessive a livello di fondazione, pari a ca. 37 000 kN a dimensionamento, è posizionata sorprendentemente nel baricentro del fusto.

Stabilità sismica

Per la sismica l'edificio è considerato con classe d'opera II e con duttilità ridotta: per il dimensionamento sono considerate forze sostitutive sismiche, pari a ca. il 9% dei carichi verticali. Nonostante la conformazione particolare dell'edificio, la continuità verso il basso dei corpi verticali ubicati alle due estremità dell'edificio permette un'ottimale ripresa e distribuzione delle sollecitazioni nel terreno. Un approfondimento specifico è stato eseguito per garantire la trasmissione delle forze orizzontali nel terreno attraverso

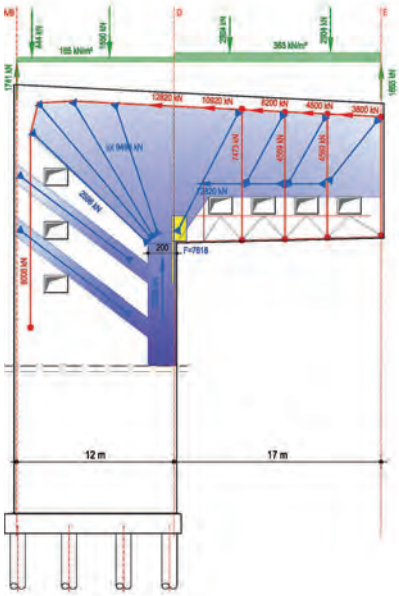


Fig. 6
Schema della trave parete a sbalzo con carichi e campi di tensione.
Cantilevered shear wall with loads and stress fields.

Fig. 7
Elemento metallico a bandiera per introduzione delle forze concentrate.
Steel flag-profile for introduction of concentrated forces.

specific study was carried out to guarantee the transmission of horizontal forces into the ground by the bending of the upper part of the foundation piles.

Conclusions

"Structural engineering is the art of forming shapes that cannot be analysed in reality, with unknown materials, to face forces that cannot be evaluated, in such a way that all traces are invisible." The Periscope is well suited to this ironic definition by St. Kelsey, because of its complex structural concept. This project represents an important moment of professional growth for our firm, especially regarding the interdisciplinary work involved.

Autrice/Author

Cristina Zanini Barzaghi
Ing. civile dipl. ETHZ SIA OTIA
Borlini & Zanini SA
CH-6926 Montagnola
info@cristinazanini.ch

la flessione della parte superiore dei pali di fondazione.

Conclusioni e ringraziamenti

«L'ingegneria strutturale è l'arte di formare con materiali che nella realtà non si conoscono, delle forme che nella realtà non si possono analizzare, per resistere a delle forze che nella realtà non si possono valutare, in modo tale che la gente non possa, nella realtà, sospettarlo.»
Questa ironica definizione di S. Kelsey ben si adatta al Periscopio, visto che non è semplice spiegare il suo concetto strutturale. Per il nostro studio si è trattato di un momento di crescita professionale importante, in particolare per il lavoro interdisciplinare svolto nel team di progetto. Ringraziamo in particolare la committenza, lo studio d'architettura e l'impresa costruzioni per la collaborazione proficua.

Structure porteuse de la manufacture au Locle
Load-bearing structure of the factory at Le Locle

Jonathan Krebs, Philippe Menétrey

Introduction

Le groupe Richemont a construit une nouvelle manufacture au Locle. Le bâtiment est implanté en surplomb de la ville, sur un plateau naturel à près de 1000 mètres d'altitude. La situation générale du projet est présentée à la Figure 1. La manufacture a une emprise au sol de 85 m de longueur par 77 m de largeur et se développe sur trois niveaux pour une surface de plancher de 16 000 m². Le rez-de-chaussée regroupe des parkings couverts et les espaces d'accueil, le premier étage est entièrement occupé par les espaces de production alors que les locaux administratifs et le restaurant se trouvent au dernier étage. Le centre du bâtiment accueille un vaste atrium arborisé servant de puits de lumière et intégrant les circulations verticales et les espaces de pause.

Introduction

The Richemont group has built a new factory at Le Locle. The building is situated on a natural plateau, overlooking the town, at an elevation of nearly 1000 metres. The general situation of the project is shown in Figure 1. The footprint of the factory is 85 m long by 77 m wide and it is built on three levels, giving a floor area of 16,000 m². The ground floor includes covered car parks and the reception areas, the first floor is entirely occupied by the production areas, while the administrative offices and restaurant are on the top floor. The centre of the building houses a vast atrium planted with trees and serving as a light well, which accommodates the stairways, lifts and rest areas. The large building is located on a hillock and its height has deliberately been limited so that it is

Maitre d'ouvrage/Owner
Richemont International SA
Architectes/Architects
A&A Atelier d'Architecture
Ingénieurs civils/Civil engineering
INGPHI SA, Lausanne
Entreprises de construction/ Contractors
LBG SA (terrassements et aménagements extérieurs/groundwork and exterior work)
F. Piemontesi SA (béton armé/reinforced concrete)
Freyssinet SA (précontrainte/prestressing)
Hevron SA (charpentes métalliques/ metal construction)

Le bâtiment de grande dimension se positionne sur une butte et sa hauteur a été volontairement limitée de telle sorte qu'il ne soit pas visible depuis la ville en contrebas. Cette contrainte a nécessité l'abaissement du niveau du radier d'une part et le développement de structures porteuses de faible épaisseur d'autre part.

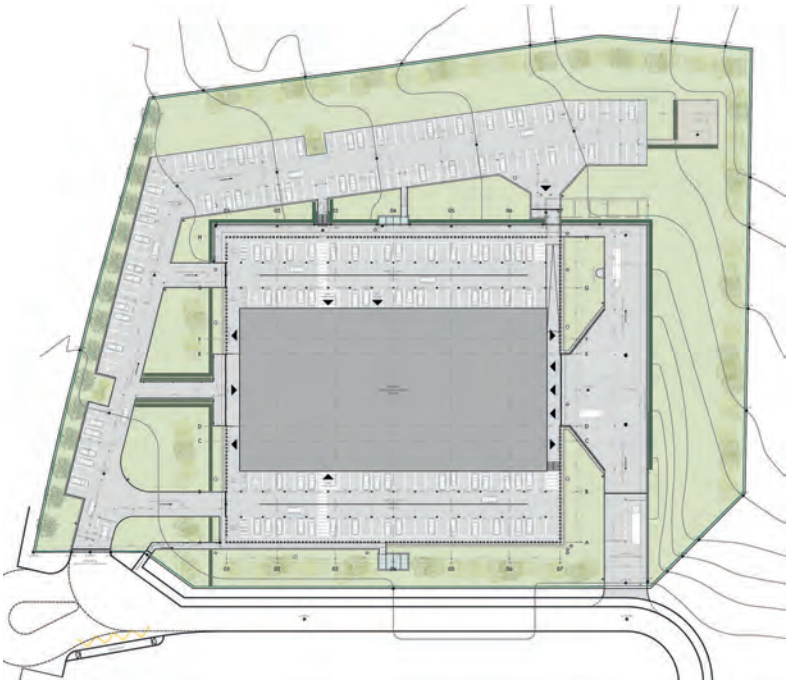


Fig. 1
Situation générale du projet.
General situation of the project.

Matériaux et structure porteuse

Le projet de la manufacture du Locle est caractérisé par un grand nombre de contraintes qui ont influencé la conception de la structure porteuse. Outre la limitation de l'épaisseur des dalles, le sol de fondation sensible, la présence de radon, les grandes portées des zones de production, les charges utiles et de neige élevées, les délais de construction du gros œuvre limités à 10 mois et les objectifs financiers du maître de l'ouvrage sont à intégrer dans la conception.

Ce travail d'intégration a permis de concevoir un système porteur rationnel en béton armé et précontraint. Afin de simplifier la structure, il a notamment été décidé d'adapter la trame porteuse en fonction de l'utilisation des différents étages, soit des portées de l'ordre de 6 m au parking, jusqu'à 18 m dans les zones de pro-

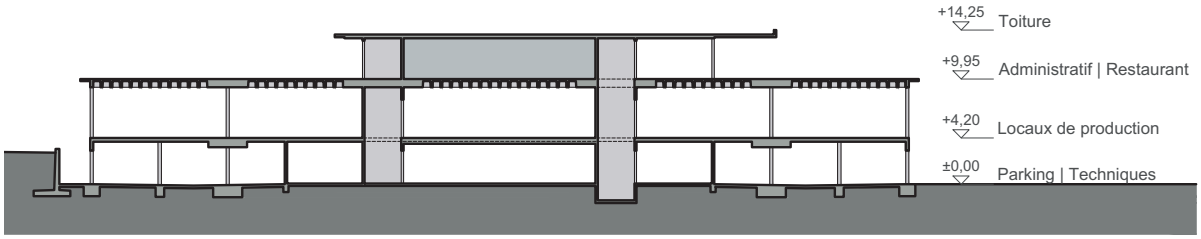


Fig. 2
Coupe transversale.
Cross-section.

not visible from the town below. This constraint required, on the one hand, that the level of the raft was lowered and, on the other hand, the development of thin load-bearing structures.

Materials and load-bearing structure

The Le Locle factory project is characterised by a large number of constraints that have influenced the design of the load-bearing structure. Apart from the limitation of the thickness of the slabs, the soft ground on which it is founded, the presence of radon, the large spans of the production areas, the high snow loading, the deadlines for completion of the structural work limited to 10 months and the financial targets of the client company had to be included in the design.
Taking all this into account led to the design of a rational load-bearing system in reinforced and prestressed concrete. In order to simplify the structure, it was decided, in particular, to adapt the load-bearing framework according to the use of the different floors, namely, spans of the order of 6 m in the parking area, up to 18 m in the production areas and up to 11 m on the top floor. The slab over the parking area and the roof slab were thus simplified and the major challenge of the project was concentrated in the slab over the production areas. The cross-section shown in Figure 2 illustrates the structural principles developed.

Raft

The building is founded on a general raft reinforced by a grid of stringers resting on the molasse

duction et jusqu'à 11 m au dernier étage. Ainsi les dalles sur parking et de toiture ont été simplifiées et l'enjeu majeur du projet s'est concentré sur la dalle au-dessus des locaux de production.
La coupe transversale présentée à la Figure 2 illustre les principes structurels développés.

Radier

Le bâtiment est fondé sur un radier général renforcé par une grille de longrines appuyées sur la molasse de la vallée du Locle dont la portance est bonne.
Au-dessus des locaux habités, le radier fait office de barrière au radon. Il est réalisé sans joints de dilatation, son épaisseur est de 25 cm et ses armatures sont dimensionnées de manière à respecter les exigences accrues de fissuration afin que le béton puisse être considéré étanche.
Pour des questions de durabilité, le radier s'étend sous les parkings couverts limitant ainsi les risques liés aux tassements différentiels.

Dalle de production

La dalle supportant l'étage de production reprend une charge utile de 1000 kg/m^2 nécessaire à l'exploitation de la manufacture. Afin d'en limiter la hauteur statique et d'en simplifier la construction, il a été décidé de réduire les portées à un maximum de 6,30 m et donc d'augmenter le nombre de piliers au parking. Ces mesures ont permis de limiter l'épaisseur de la dalle à 35 cm.

Dalle sur production

La dalle sur l'étage de production est caractérisée par des grandes portées et des charges importantes de neige.

of the Le Locle valley, which has good load-bearing capacity.
The raft forms a radon barrier beneath the inhabited parts of the building above. It was produced without expansion joints, is 25 cm thick and its reinforcement is sized to meet the increased requirements with regard to cracking so that it can be considered leak-proof.
For reasons of durability, extends beneath the covered parking areas, thus limiting the risks arising from differential settlement.

Production floor slab

The slab supporting the production floor supports a working load of 1000 kg/m^2, required for the manufacturing operations. In order to limit its static height and simplify its construction, it was decided to reduce the spans to a maximum of 6.30 m and therefore increase the number of pillars in the parking areas. These measures enabled the thickness of the slab to be limited to 35 cm.

Slab over production

The slab over the production floor is characterised by large spans and high snow loading.

Roof slab

The roof slab covers spans varying from 5.40 m to 10.80 m. The large spans occur in the administrative offices, where the columns are integral with the partitions, and in the restaurant, which is free of any pillars. It was decided to retain a constant thickness of 35 cm and to manage the deformations in critical areas by means of precambering.
To the south, the restaurant is prolonged by a large terrace, covered

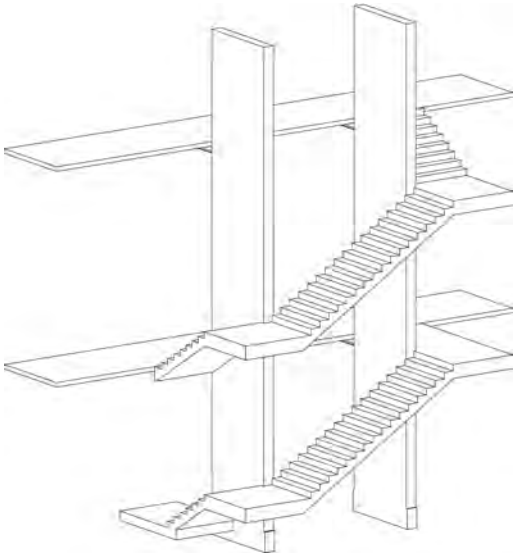


Fig. 3
Vue 3D de l'escalier central et des passerelles.
3-D view of the central stairway and the footbridges.

Fig. 4
Vue de l'atrium à la fin du gros œuvre.
View of the atrium on completion of the structural work.

Dalle toiture
La dalle toiture franchit des portées variant de 5,40 m à 10,80 m. Les grandes portées se trouvent dans les locaux administratifs où les colonnes sont intégrées aux cloisons et dans le restaurant qui est libre de tout pilier. Il a été décidé de conserver une épaisseur constante de 35 cm et de gérer les déformations des zones critiques par la mise en œuvre de contre-flèches.
Au sud, le restaurant est prolongé par une grande terrasse couverte par une casquette en béton. Cette dernière est réalisée par la prolongation de la toiture qui est appuyée sur trois colonnes espacées de plus de 14 m. La rupture thermique est réalisée par des consoles isolantes de forte capacité développées pour le projet.

Structures de l'atrium
L'atrium central est le cœur du bâtiment. Il est marqué par un escalier monumental et des passerelles d'accès aux différents espaces de travail, par une grande verrière en toiture et des plantations majeures. L'escalier est composé de deux murs dans lesquels s'encastrent les volées d'escalier en porte-à-faux. La structure est entièrement monolithique, de telle sorte que les escaliers assurent le contreventement des deux murs. Les deux passerelles aux étages ont été réalisées avec des dalles orthotropes en acier afin de limiter leur épaisseur à 16 cm pour une longueur totale de 14,40 m. L'escalier central et les passerelles sont illustrés aux Figures 3 et 4.
La verrière est quant à elle composée de neuf cadres métalliques à sous-tension. Ces structures ont été développées de manière à franchir les 14,40 m du vide central tout en maximisant l'apport de lumière naturelle.

Dalle cassette précontrainte
La dalle sur l'étage de production est conçue pour porter bidirectionnellement sur des colonnes et des murs espacés de 12,60 m à 18 m, libérant ainsi des surfaces de plus de 200 m^2 de tout porteurs. La structure a également été influencée par deux contraintes d'exploitation spécifiques au projet qui sont la création au plafond

by a concrete cap. The latter is provided by a prolongation of the roof that rests on three columns spaced by over 14 m. The thermal break is realised by means of high-capacity insulating consoles developed for the project.

Structures of the atrium
The central atrium is the heart of the building. It is marked by a monumental stairway and footbridges giving access to different work areas, by a large skylight roof and by major plantings. The stairway is composed of two walls on which the stair flights are cantilevered. The structure is entirely monolithic, such that the stairs provide bracing of the two walls. The two footbridges on the upper levels were realised with orthotropic steel slabs in order to limit their thickness to 16 cm for a total length of 14.40 m. The central stairway and the footbridges are illustrated in Figures 3 and 4.

The project in figures

Groundwork	40,000 m^3
Reinforced concrete	11,000 m^3
Reinforcing steel	1,500 t
Prestressing cables	23,500 m
Built volume	69,000 m^3
Cost of structures	11 millions CHF

Le projet en chiffres

Terrassements	40 000 m^3
Béton armé	11 000 m^3
Acier d'armatures	1500 t
Précontrainte	23 500 m
Volume construit	69 000 m^3
Coût des structures porteuses	CHF 11 millions

Fig. 5
Coffrage de la dalle cassette.
Formwork for the cassette slab.

As for the skylight, this consists of nine tensioned metal frames. These structures were developed to span the 14.40-m central void while maximising the amount of natural light.

Prestressed cassette slab

The slab over the production floor is designed to bear in two directions on columns and walls spaced by 12.60 m to 18 m, thus freeing areas of more than 200 m^2 of any load-bearing support. The structure was also influenced by two operational constraints specific to the project, which are the creation beneath the ceiling of a service plenum 60 cm high and free of any structure and the need to easily cut openings in the event of a change in the fitting out of the production spaces. The fact is that these constraints exclude solutions of slabs with girders or thick, flat slabs, even if lightened.

A cassette slab was developed in order to bridge the wide spans while limiting the static height. In addition, this solution, which consists in creating cavities in the underside of the slab, permits a structure without girders and creates areas of small thickness favourable to the creation of openings. The slab has a thickness of 75 cm

d'un plénum technique de 60 cm de haut libre de toute structure et la nécessité de pouvoir aisément réaliser des percements en cas d'évolution de l'aménagement des halles. En effet, ces contraintes excluent des solutions de dalles avec sommiers ou de dalles plates épaisses, même allégées.

Une dalle cassette a été développée afin de franchir les grandes portées en limitant la hauteur statique. Cette solution, qui consiste à créer des évidements en sous-face de dalle, permet de plus de s'affranchir de sommiers et de créer des zones de faible épaisseur propices à la création de percements. La dalle a une épaisseur de 75 cm et les évidements de 70 cm x 70 cm x 53 cm sont espacés de 90 cm, créant une grille de nervures orthogonales. Le coffrage de la dalle est illustré à la Figure 5.

Chaque nervure de 20 cm de large est précontrainte en face inférieure et supérieure. La précontrainte inférieure est composée d'un monotoron T15s de nuance d'acier Y1860S7-15.7 suivant un tracé rectiligne. La précontrainte supérieure, elle aussi rectiligne, varie en fonction des contraintes et est réalisée avec des monotorons et des câbles de deux torons T15s et quatre torons T15s tous de nuance d'acier

and the cavities are 70 cm x 70 cm x 53 cm, spaced by 90 cm, creating an orthogonal grid of ribs. The formwork for the slab is illustrated in Figure 5.

Each rib is 20 cm wide and prestressed on the upper and lower faces. The prestressing on the lower face consists of a single T15s strand of steel grade Y1860S7-15.7 along a straight line. The upper layer of prestressing, also in a straight line, varies according to the constraints and is implemented with single strands and cables of two T15s strands and four T15s strands, all of steel grade Y1860S7-15.7. The prestressing cables are shown in plan in Figure 6.

The 6500 m^2 were completed in nine stages of about 400 m^3 each, without working joints, and the whole of the prestressing was carried out with factory assembled cables, coupled to the concreting joints. The incorporation of the large number of cables in the slab and the relatively fine ribs required an in-depth study of the coupling and anchoring details of the prestressing, as illustrated in Figure 7. In order to keep them straight and as low as possible, the bottom-face single strands were coupled beyond the concreting joints to avoid any conflict

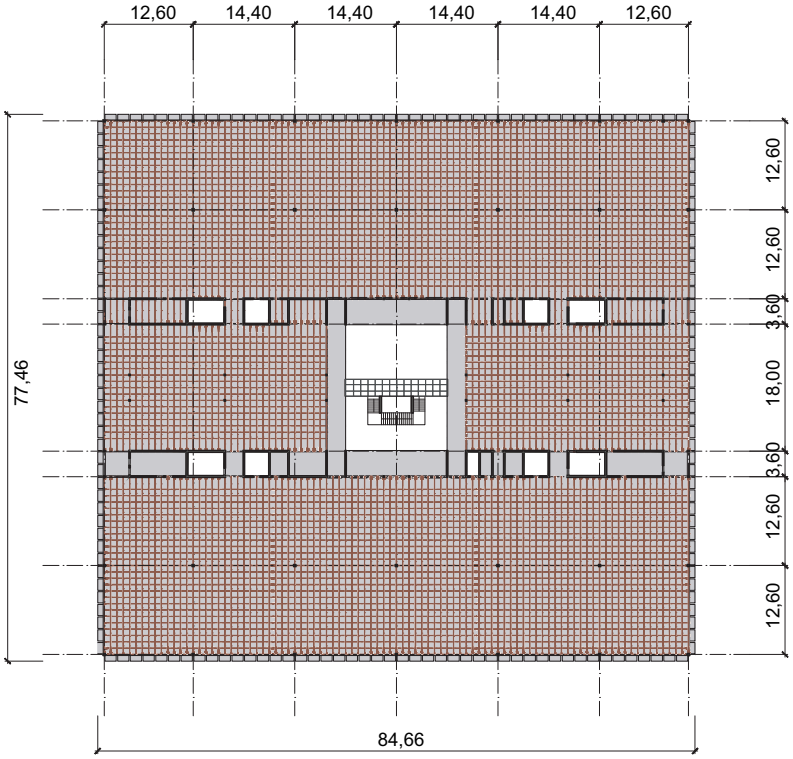


Fig. 6
Vue en plan des câbles de précontrainte de la dalle cassette.
Plan view of the prestressing cables of the cassette slab.

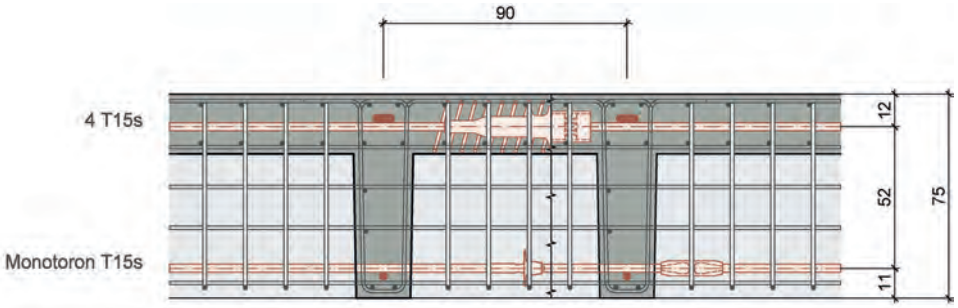


Fig. 7
Tracé et détails de la précontrainte dans les nervures.
Line and details of the prestressing in the ribs.

Y1860S7-15.7. Les câbles de précontrainte sont illustrés en plan à la Figure 6.
La dalle de 6500 m^2 est réalisée en neuf étapes d'environ 400 m^3 chacune sans joints de travail et l'ensemble de la précontrainte a été réalisée avec des câbles montés en usine et couplés aux joints de bétonnage. L'intégration de l'importante quantité de câbles dans la dalle et les nervures relativement fines a nécessité une étude approfondie des détails de couplage et d'ancrage de la précontrainte, comme illustré à la Figure 7. Afin de garder un tracé sans déviations et le plus bas possible, les mono-torons inférieurs ont été couplés au-delàs des reprises de bétonnage pour éviter tout conflit avec la précontrainte perpendiculaire.
La forte concentration de précontrainte dans la dalle permet non seulement d'assurer la résistance à mi-travée et sur appui mais également de diminuer l'armature minimale de fissuration. De plus, la précontrainte a permis de limiter les diamètres des armatures mises en place et de réduire le taux d'armature de la dalle à 125 kg/m^3.
La dalle cassette, par son comportement bidirectionnel adapté à la disposition des porteurs de la halle et grâce au recours à la précontrainte, a permis de franchir les portées conséquentes en gardant une hauteur statique raisonnable. De plus, les évidements ont permis une importante économie de matériaux puisque le volume total de béton correspond à celui d'une dalle pleine de 45 cm. Pour finir, une analyse comparative a permis de montrer que cette dalle a un comportement équivalent à une dalle plate de 55 cm. La dalle cassette représente donc une solution technique performante et économique pour le franchissement de grandes portées.

Conclusion

La construction de la manufacture au Locle représentait un important défi, compte tenu de la nécessité de construire un bâtiment rationnel et économique dans un délai de 10 mois tout en intégrant un projet architectural ambitieux, et des contraintes particulièrement exigeantes.
La structure porteuse a ainsi été optimisée et une dalle cassette a été développée pour franchir les grandes portées, allant jusqu'à 18 m. Cette dalle cassette précontrainte a un réel intérêt technique et économique. De plus, son aspect est particulièrement intéressant pour des structures apparentes.
Le travail en étroite collaboration entre le maître de l'ouvrage, les architectes et les ingénieurs a per-

with the perpendicular prestressing.
The high concentration of prestressing not only ensures strength in mid-span and at the point of support but also reduces the minimum cracking reinforcement. In addition, the prestressing made it possible to limit the diameters of the reinforcement installed and to reduce the proportion of reinforcement of the slab to 125 kg/m^3.
With its bi-directional behaviour adapted to the arrangement of

the load-bearing supports of the production area and thanks to the use of prestressing, the cassette slab was able to bridge considerable spans while keeping its static height within reasonable bounds. Furthermore, the cavities permitted major savings of materials, since the total volume of concrete corresponds to that for a plain slab of 45 cm. Finally, a comparative analysis showed that this slab has a behaviour equivalent to a flat slab of 55 cm. The cassette slab thus represents a solution for bridging wide spans with high technical and economic performance.

Conclusion

The construction of the Le Locle factory presented a major challenge, given the need to construct a rational and economic building within 10 months, combining an ambitious architectural project and particularly demanding constraints.

The load-bearing structure was thus optimised and a cassette slab was developed to bridge wide spans of up to 18 m. This prestressed cassette slab is of real technical and economic interest. Furthermore, its appearance is particularly interesting for exposed structures.

The work, with close collaboration between the client, the architects and the engineers, led to a factory presenting a noble and elegant image that fits in with the undulating topography of Le Locle. The load-bearing structure sets free wide spaces, free of any columns, which illustrates the potential of structures in reinforced and prestressed concrete.

Fig. 8
Vue de la dalle cassette après décoffrage.
View of the cassette slab after removal of formwork.

Fig. 9
Vue de la manufacture.
View of the factory.

mis la réalisation d'une manufacture à l'image noble et élégante qui suit la topographie vallonnée du Locle. La structure porteuse a permis de libérer de grands espaces vierges de toutes colonnes, ce qui illustre le potentiel des structures en béton armé et précontraint.

Auteurs/Authors

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

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

INGPHI SA
Concepteurs d'ouvrages d'art
CH-1003 Lausanne

Uffici Unterstrasse, San Gallo
Unterstrasse offices, St. Gallen

Andrea Pedrazzini, Eugenio Pedrazzini, Roberto Guidotti

Fig. 1
Facciata lungo la Unterstrasse.
Façade along Unterstrasse.
(© Roger Frei)

Fig. 2
Vista interna dell'open-space.
Internal view of the open-space offices.
(© Roger Frei)

Introduzione

Per la nuova sede della ditta Namics si è costruito un nuovo edificio in una parcella libera nel mezzo del quartiere del ricamo di San Gallo protetto dai monumenti storici. Molti degli edifici esistenti, costruiti attorno al 1910 per ospitare gli atelier della fiorente industria del ricamo, sono stati concepiti da Robert Maillart con una struttura a scheletro in calcestruzzo armato celata da facciate in muratura. Questo principio è stato ripreso anche per il nuovo edificio d'uffici, dove una struttura in calcestruzzo armato precompresso, caratterizzata da dei solai a struttura pieghettata, è stata rivestita da facciate in muratura di laterizio. L'edificio è composto da 7 livelli (2 seminterrati e 5 fuori terra): il livello più basso accoglie i locali tecnici e delle sale di riunione; i 5 livelli centrali sono degli open-space e all'ultimo livello si trova un ristorante con due ampie terrazze. Tutti questi spazi sono situati fra due nuclei posti agli estremi che accolgono le circolazioni verticali e alcuni locali di servizio (WC e sale pausa). L'edificio è poi completato, al livello inferiore, da una fascia, disposta lungo il lato lungo, per i locali tecnici.

Meritevole di citazione è il riferimento al solaio di copertura del museo di arte di San Paolo (MASP) in Brasile, simile nella sua espressione al solaio pieghettato che caratterizza l'edificio del presente articolo, anche se strutturalmente funziona in maniera differente. Il nome dato al progetto di concorso, Lina, è un omaggio all'architetto italo-brasiliana Lina Bo Bardi autrice del MASP.

Introduction

For the new Namics firm headquarters, a new building was built in a free parcel in the middle of the embroidery quarter of St. Gallen, surrounded by historical monuments. Many of the existing buildings, built around 1910 to host the ateliers of the booming embroidery industry, were designed by Robert Maillart with reinforced concrete frames envelopped by brick façades. This principle was also used for the new office building, where a prestressed reinforced concrete frame, featuring folded plate slabs, was covered with brick façades. The building is made up of 7 levels (2 basements and 5 above ground): the lowest level contains the technical rooms and meeting rooms, the 5 main levels are open-space offices, and on the top level there is a restaurant with large terraces. All these spaces are situated between two utility cores located at the sides which house the vertical circulations and some service rooms (WCs and break rooms). On the lower level, the long side of

Considerazioni strutturali

La struttura, quasi completamente realizzata in calcestruzzo armato precompresso, è caratterizzata da solai a struttura pieghettata e di spessore moderato che portano trasversalmente su tutta la larghezza dell'edificio (12,87 m) liberando completamente, da ogni struttura portante verticale, la superficie degli open-space. La struttura é poi completata da una soletta piana che copre il livello

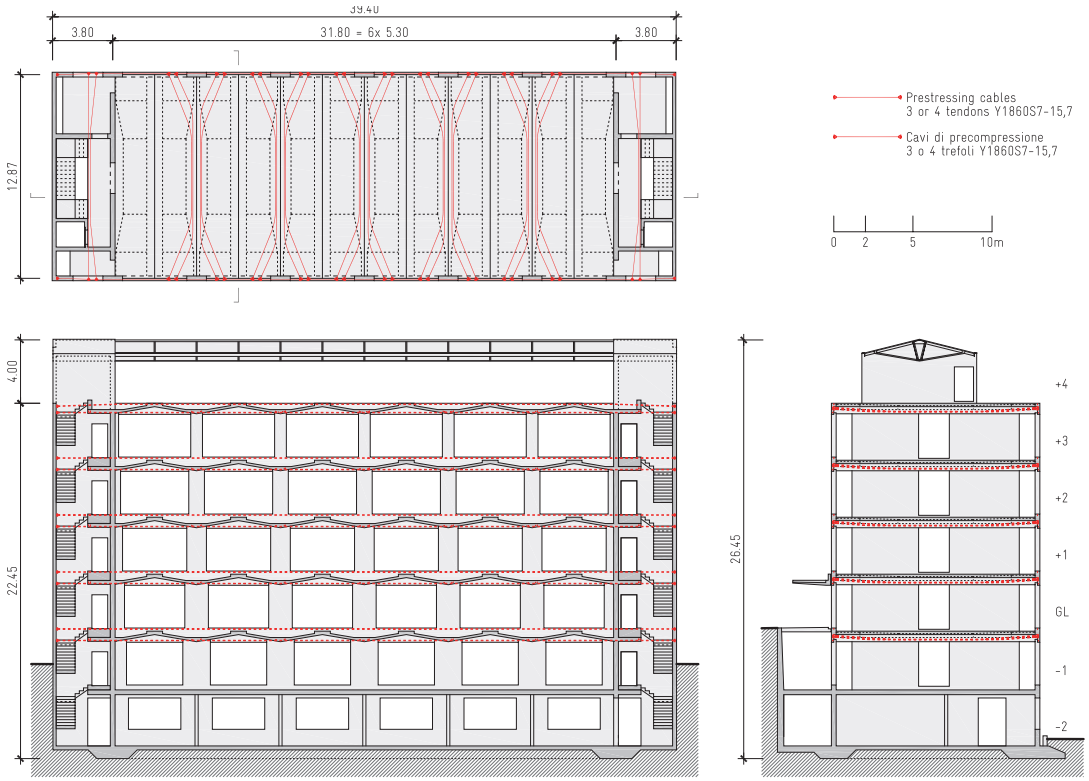


Fig. 3
Geometria della struttura dell'edificio: pianta piano tipo, sezione longitudinale e sezione trasversale.
Geometry of the structure of the building: standard floor plan, longitudinal section and transversal section.

the building is completed with a row of technical rooms.
The reference to the roof structure of the art museum of São Paulo (MASP) in Brazil is worth noting, as it is similar in its expression to the folded plate structure of the building in this article, although it has a different structural function. Lina, the name given to the competition project, is an homage to the Italo-Brazilian architect Lina Bo Bardi, who designed the MASP.

Structural considerations

The structure, made almost completely of prestressed reinforced concrete, features moderately thick folded plate slabs that bear the load transversally along the width of the building (12.87 m), completely freeing the open-space office areas from all vertical structural elements. The structure is then completed by a flat slab covering level –2, by a metal box girder with ribs covering level +4, by a series of transversal walls and by two series of frames that constitute the main façades of the building.

–2, da una trave metallica a cassone con delle costolature che coprono il livello +4, da una serie di pareti in direzione trasversale e da due serie di telai che costituiscono le facciate principali dell'edificio.
Ognuno dei 5 solai pieghettati é composto da 6 onde di 5,30 m di larghezza con un'altezza totale di 66 cm. Questa serie di onde é compresa tra due solette piane orizzontali – di spessore 24 cm e larghezza efficace ca. 1,40 m – che compongono i solai delle zone delle circolazioni verticali e di servizio. Questo sistema è appoggiato sulle due pareti trasversali che separano la zona centrale (open-space) dalle due zone esterne e sui piedritti delle due facciate principali. La presenza agli estremi della parte pieghettata delle solette piane e del tirante permette di migliorare sensibilmente il comportamento trasversale della parte pieghettata in quanto, garantendo un appoggio orizzontale alle onde di bordo, si può instaurare un sistema «ad arco» che limita gli sforzi di flessione trasversale. La necessi-

Each of the 5 folded slabs is made up of 6 waves 5.30 m wide with a total height of 66 cm. This series of waves is inserted between two horizontal slabs – 24 cm thick, with an effective width of approx. 1.40 m – which make up the vertical circulation and service zone floors. This system rests on two transversal walls that separate the central (open-space) zone from the two external zones and on the pillars of the two main façades. The lateral slabs and ties at the ends of the folded slab make it possible to significantly improve the transversal behaviour of the folded part because an "arch" system can be established which limits the transversal bending forces, guaranteeing horizontal support of the waves at the edge. The need for sufficient stress-resistant material necessitated changing the wave thickness from 15 cm in the middle of the span to 23 cm at the supports (tension fields of the compressed diagonals). For the same reason, ribbing was also added on the crest (compressed chord) and on

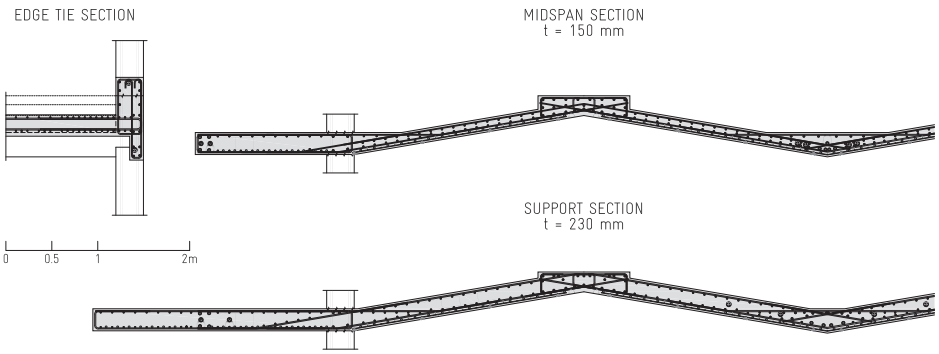


Fig. 4
Dettaglio della geometria e dell'armatura del solaio pieghettato.
Detail of the geometry and reinforcement of the folded plate.

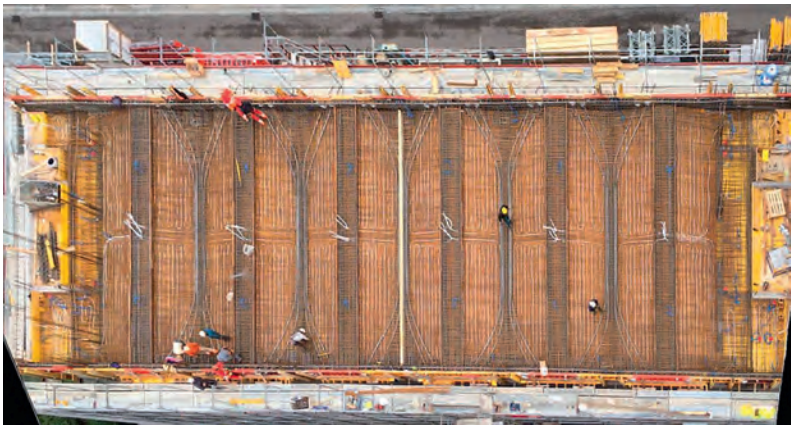


Fig. 5
Costruzione di un solaio pieghettato.
Construction of a folded plate.

Fig. 6
Vista delle armature del solaio pieghettato.
View of the reinforcement of the folded plate.

tà di disporre sufficiente materiale per resistere agli sforzi ha portato a variare lo spessore delle onde dai 15 cm a metà campata ai 23 cm in corrispondenza degli appoggi (campo di tensione delle diagonali compresse). Per la medesima ragione, si sono inoltre aggiunte delle nervature sulla cresta (corrente compresso) e sul ventre (corrente teso) delle onde.
Al fine di contenere le dimensioni del corrente teso inferiore e per migliorare il comportamento allo stato limite di servizio dei solai (deformazioni e assenza di fessure per il caso di carico frequente), si è deciso di introdurre una precompressione per post tensione in tutti gli elementi della struttura pieghettata. Questa precompressione è stata eseguita mediante cavi da 3 o 4 trefoli di 150 mm^2 (Y1860S7-15,7) con aderenza: 4 cavi da 4 trefoli ad andamento poligonale per ogni onda; 2 cavi da 3 trefoli, 1 ad andamento rettilineo ed 1 ad andamento poligonale per ogni soletta piana laterale e 2 cavi da 3 trefoli per ogni tirante di facciata. La messa in tensione della precompressione è stata eseguita in un'unica tappa per ogni piano a circa 14 giorni dal getto del solaio pieghettato.
La particolare struttura offre ampi spazi per la distribuzione ed il passaggio della tecnica (elettricità, network, sanitario, riscaldamento e ventilazione) sotto il pavimento tecnico presente all'interno degli open-space. Il riscaldamento e il raffreddamento dei locali è garantito da un impianto TABS (Thermally Activated Building Systems). La rete di tubi è stata posta nel copriferro inferiore dei solai pieghettati aumentato a 50 mm per questo scopo.
Le pareti e i telai di facciata partecipano, assieme ai solai che formano i diaframmi orizzontali, alla stabilità dell'edificio e alla ripresa delle spinte orizzontali incastrandosi nella platea di fondazione. Le azioni indotte dal sisma sono contenute grazie alla leggerezza dei solai, per cui i telai di facciata sono poco sollecitati e relativamente grandi aperture sono possibili.

Committente/Owner
ASGA Pensionskasse, San Gallo
Impresa generale/General contractor
Dima & Partner, Glarona
Architetto/Architect
Corinna Menn, Zurigo
Mark Ammann Architekten, Zurigo
Ingegnere civile/Civil engineer
Ingegneri Pedrazzini Guidotti, Lugano
Borgogno Eggenberger + Partner, San Gallo

the trough (tension chord) of the waves.
In order to limit the dimensions of the lower tension chord and to improve the behaviour at the serviceability limit state of the floors (deformations and absence of cracks in the case of frequent loads), it was decided to introduce a prestress for post-tension in all the elements of the folded plate structure. This prestress was applied using cables with 3 or 4 strands of 150 mm^2 (Y1860S7-15.7) with adherence: 4 cables with 4 strands with polygonal course for each wave; 2 cables with 3 strands, 1 with straight course and 1 with polygonal course for each lateral slab and 2 cables with 3 strands for each façade tie. The cables were tensioned in a single step for each floor about 14 days after casting the folded slab.
The special structure offers ample space for distributing and passing technical services (electricity, networks, sanitary, heating and ventilation) under the technical floor in the open-space offices. Room heating and cooling is ensured by a TABS (thermally activated building system). The pipe network was placed in the lower cover of reinforcement of the folded slabs (increased to 50 mm for this purpose).
The façade walls and frames, together with the floors that form the horizontal diaphragms, contribute to the stability of the building and to resisting the horizontal actions being embedded into the ground slab. Earthquake effect is contained because of the lightness of the floors, so the façade frames are not significantly stressed and relatively large openings are possible.

L'edificio è fondato superficialmente su una platea di fondazione che presenta degli irrigidimenti in corrispondenza degli elementi portanti verticali maggiormente sollecitati. Il livello di questo elemento è scelto in modo da garantire un'altezza, sotto il pavimento tecnico del livello –2, sufficiente al passaggio dei condotti delle distribuzioni principali.
L'ingombro della costruzione del 4° livello, per questioni legislative, deve essere arretrata rispetto ai piani inferiori. La sua copertura non può quindi appoggiarsi sulle facciate principali e, in quanto il solaio sul 3° piano non è sufficientemente resistente e rigido per sopportarne il peso, si è deciso di trasmettere i carichi nel senso longitudinale dell'edificio. Questo ha richiesto la costruzione di una trave scatolare a sezione trapezoidale in acciaio di lunghezza totale pari a 39,45 m che appoggia sui 4 assi portanti trasversali. A questa trave sono agganciate delle costolature che sostengono la struttura del tetto.

Costruzione e materiali

Le fasi di costruzione dei solai a struttura pieghettata prevedevano la casseratura su tutta la superficie del piano dopo la costruzione delle pareti e dei piedritti di facciata del corrispettivo livello. Questi elementi erano composti da casseforme in legno pre-assemblate in elementi di dimensione massima 2,65 x 3,90 m che sono stati riutilizzati per i 5 livelli. In seguito, si procedeva alla posa delle condotte dei TABS nello spessore del copriferro inferiore, alla posa della maglia d'armatura inferiore, dei cavi di precompressione e al completamento delle armature. Infine, si eseguiva il getto in tre tappe distinte per ogni livello: la prima tappa comprendeva metà del solaio (una fascia di soletta piana e tre onde), la seconda il completamento del solaio e la terza la parte superiore del tirante di facciata. Dopo due settimane circa i cavi di precompressione venivano messi in tensione ed iniettati in un'unica tappa. In seguito si procedeva alla

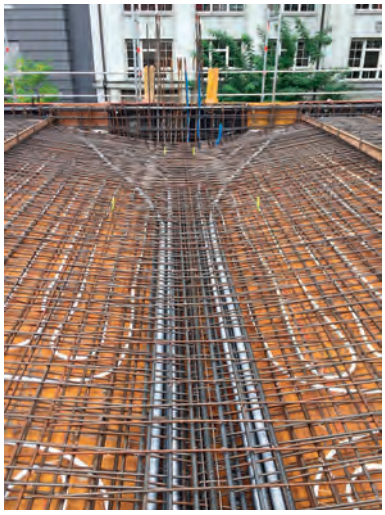


Fig. 7
Dettaglio delle armature di un'onda del solaio pieghettato.
Reinforcement detail of a wave of the folded plate.

The building is founded shallowly on a ground slab that is more rigid in correspondence with the most solicited vertical load-bearing elements. The level of this element was chosen to guarantee a height, under the technical floor of level –2, sufficient to pass the conduits of the main distributions.
The floor space of the 4th-level construction, owing to legislative constraints, must be set back with respect to the lower floors. Its roof, therefore, cannot be supported by the main façades and, as the 3rd-floor structure is not sufficiently resistant and rigid to support the weight of it, it was decided to transmit the loads longitudinally along the building. This required constructing a 39.45 m long steel box girder with a trapezoidal section that rests on the 4 transversal load-bearing axes. Ribs that support the roof are hooked onto this girder.

Construction and materials

Constructing the folded slabs involves formwork on the entire floor area after constructing the walls and façade pillars of the respective level. These elements were made up of pre-assembled timber formwork with maximum dimensions of 2.65 m x 3.90 m,

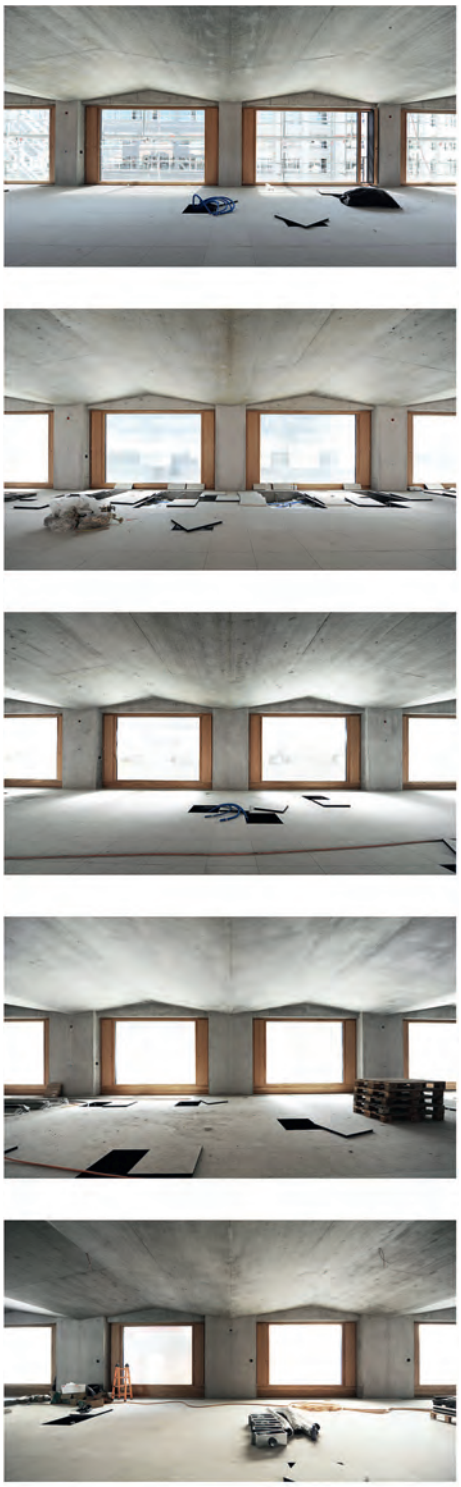


Fig. 8
Rappresentazione della struttura dell'edificio Unterstrasse.
Representation of the structure of the Unterstrasse building.
(© Mark Ammann featuring Max Bill)

which were reused for the 5 levels. Subsequently, the TABS conduits were laid inside the lower cover of reinforcement, along with the lower reinforcement mesh and the precompression cables, and the reinforcements were completed. Finally, the casts were made in three distinct steps for each level: the first step comprised half the floor structure (a lateral slab and three waves); the second, the completion of the floor structure and the third, the upper part of the façade ties. After about two weeks, the prestressing cables were tensioned and injected in a single step. Subsequently the formwork was removed and directly mounted on the floor above. Props were put in place to redistribute the weight of the fresh concrete during the cast of the following level.
The concrete used for the construction of the entire structure is a vibrated concrete with a resistance class of C30/37 and a maximum granulometry of 32 mm. The consistency of the fresh concrete used for the folded slabs was chosen to enable the cast of the sloping extrados (approx. 17%) without using counterformwork. The reinforcing steel is of class B500B, and the structural steel is class S355. The average structural thickness of the folded slabs, excluding the expanded thickness of 3 cm to make room for the TABS, is 18.5 cm; the content of reinforcement is 54 kg/m^2, to which must be added 3 kg/m^2 of prestressed reinforcement steel.

rimozione delle casseformi, che erano direttamente montate al piano superiore e alla posa di una puntellazione necessaria alla ridistribuzione del peso del calcestruzzo fresco durante il getto del livello seguente.
Il calcestruzzo utilizzato per la costruzione dell'intera struttura portante è un calcestruzzo vibrato con una classe di resistenza C30/37 e con una granulometria massima degli inerti di 32 mm. La consistenza del calcestruzzo fresco utilizzato per i solai pieghettati è stata scelta in modo da permettere il getto dell'estradosso in pendenza (ca. 17%) senza l'utilizzo di controcasseri. L'acciaio d'armatura è di classe B500B e quello della carpenteria metallica S355. Lo spessore medio strutturale dei solai pieghettati, escluso il maggior spessore di 3 cm per far posto ai TABS, corrisponde a 18,5 cm; il contenuto di armatura lenta è di 54 kg/m^2 a cui si aggiungono 3 kg/m^2 di acciaio da precompressione.

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

Helsinki Dreispitz – massive und unabhängige Fassade
Helsinki Dreispitz – solid and independent facade

Nico Ros, Christian Rudin

Fig.1
«Helsinki Dreisitz» inmitten des Industrie-Areals.
"Helsinki Dreispitz" in the middle of the industrial area.

Einleitung

Durch seine grossflächige Sichtbetonfassade fügt sich das Lager-, Büro- und Wohnhaus sehr gut in das Dreispitz-Areal ein, das sich vom Industriegebiet mit geschlossener Zollfreizone zum Wohn- und Gewerbequartier wandelt. Von Herzog & de Meuron initiiert und entwickelt, ist «Helsinki Dreispitz» eines der ersten Wohngebäude auf dem industriell geprägten Areal.

Das Gebäude an der Helsinkistrasse in Münchenstein bei Basel umfasst Wohnungen sowie von Herzog & de Meuron genutzte Büroräume und Lagerflächen für die umfangreichen Archive des Architekturbüros. Die Form der Parzelle und auch des Gebäudes ergibt sich aus dem gekrümmten Verlauf der als Zeitzeugen erhaltenen Bahngleise (Fig. 1).

Introduction

Thanks to its large-scale exposed-concrete facade, this storage, office and residential building fits in very well on the Dreispitz site, which is transforming from an industrial area with a closed-off duty-free depot into a residential and commercial neighbourhood. Initiated and developed by Herzog & de Meuron, "Helsinki Dreispitz" was one of the first residential buildings in this industrially oriented area.

The building, on Helsinkistrasse in Münchenstein near Basel, accommodates flats as well as office space used by Herzog & de Meuron, along with storage space for this architectural office's extensive archives. The shape of the plot and of the building itself results from the curve of the railway tracks, which have been preserved

Architektonisches Konzept und gestalterischer Ausdruck

Der Bau gliedert sich in einen Sockel mit Lager- und Ausstellungsräumen und einen darüberliegenden Wohn- und Bürobau. Der überwiegend geschlossene Sockel folgt im Umriss dem bestehenden Gleistrassee, der Aufbau dem zulässigen Lichtraumprofil. Wegen seiner Lage im ehemaligen, noch immer stark gewerblich genutzten Zollfreilager hat das Gebäude die Struktur und den Ausdruck eines geometrischen Stahlbetonkörpers erhalten. Bereits in der Entwurfsphase – ZPF Ingenieure waren von Anfang an in das Projekt involviert – war die Stärke des Übergriffs des oberen in den unteren Körper, also ob die Körper starr durch eine Abfangdecke getrennt oder durch Stre-

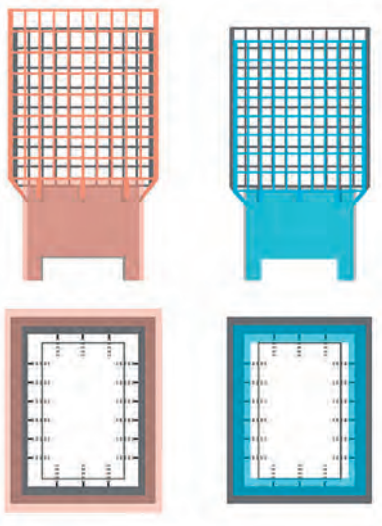


Fig. 2
Temperaturverhalten im Sommer (links) und im Winter (rechts). Ansicht und Schnitt auf Höhe des Rings.
Temperature behaviour in summer (left) and winter (right). View and section at ring level.

as witnesses of times gone by (Fig. 1).

Architectural concept and creative expression

The building is divided into a base, with storage and exhibition spaces, and a residential and office structure above. The outline of the largely closed-off base follows the existing railway tracks, while the upper structure adheres to the permissible clearance. Due to its location in a former duty-free depot that is still heavily used for commercial purposes, the building has been given the structure and look of a geometric reinforced concrete body. ZPF Ingenieure was involved in the project from the very start. Already during the design phase, the extent of the upper body's encroachment into the lower body, namely whether the bodies should be rigidly separated by a retaining slab or interconnected by braces, was the subject of much discussion. The chosen option discreetly joins the two elements with braces in the transition zone, where the vertical facade loads from the upper floors are transferred to the base.

ben miteinander verbunden werden sollten, ein viel diskutiertes Thema. Die gewählte Variante verbindet beide Teile dezent durch Streben im Übergangsbereich, wo die vertikalen Fassadenlasten aus den Obergeschossen in den Sockel eingeleitet werden. Die Fassade ist als fugenlose, selbsttragende Stahlbetonfassade konzipiert, die grösstenteils unabhängig vom Gebäudeinneren funktioniert.

Tragwerk

Ausgehend vom annähernd trapezförmigen Grundriss mit Abmessungen von rund 43 x 17/28 m im Erdgeschoss besteht das «Helsinki Dreispitz» aus zwei unterirdischen Geschossen, vier Sockelgeschossen und acht Büro- und Wohngeschossen, die von einem Betonfassadengitter, dem Grid, umgeben sind. Die Stockwerkshöhe beträgt 3,15 m in den Lagergeschossen (UG und Sockel) und 2,84 m in den Geschossen 4 bis 11.
Auf dem gut tragfähigen Niederterrassenschotter wurde das Gebäude durch eine Bodenplatte (minimal 25 cm) mit Einzelfundamentvertiefungen (max. 90 cm) flach fundiert.
Die Tragstruktur besteht aus einem Betonskelett mit Flachdecken, gelagert auf Stützen und Tragwänden im Kernbereich sowie an der Nord- und Südseite des Sockels. Die horizontale Aussteifung erfolgt durch diese U-förmigen Tragwände auf der Nord- und

The facade is conceived as a seamless, self-supporting, reinforced-concrete facade, the functioning of which is largely independent of the building's interior.

Load-bearing structure

Emanating from an almost trapezoidal footprint with dimensions of around 43 x 17/28 m on the ground floor, "Helsinki Dreispitz" comprises two underground floors, four base floors and eight office or residential floors that are surrounded by a concrete facade grid. The storey height is 3.15 m on the storage floors (underground and in the base) and 2.84 m on floors 4 to 11.
On the fluvial terrace's sediment, which has good load-bearing capacity, the building was given a shallow foundation consisting of a foundation slab (minimum 25 cm) with individual areas where the foundation is deeper (maximum 90 cm).
The support structure consists of a concrete skeleton with flat slabs, resting on columns and load-bearing walls in both the core area and on the northern and southern sides of the base. The horizontal reinforcement is provided by these U-shaped load-bearing walls on the northern and southern sides, as well as by the in-situ-concrete cores installed between the third floor slab and the foundation slab. The flat, in-situ-concrete slabs have a maxi-

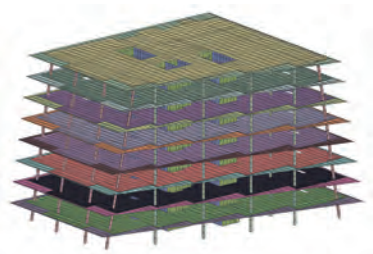


Fig. 3
Überbau mit acht Stockwerken als Stahlbetonskelett, OG4 bis OG11.
Upper structure with 8 floors as reinforced-concrete skeleton, floors 4 to 11.

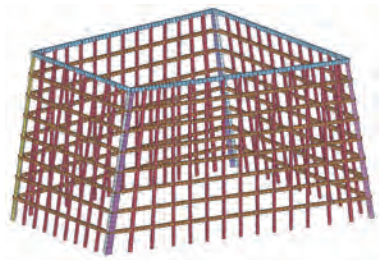


Fig. 4
Fugenloses Fassaden-Grid aus Sichtbeton, OG4 bis OG11.
Seamless exposed-concrete facade grid, floors 4 to 11.

Südseite und durch die Ortbetonkerne, die zwischen der Decke OG3 und der Bodenplatte eingespannt sind. Die Ortbetonflachdecken haben eine Spannweite von max. 7,50 m x 6,90 m, mit einer Deckenstärke von 26 cm in den Wohn- und Bürogeschossen und 30 cm in den Lagergeschossen. Die innenliegenden Stützen aus Schleuderbeton haben einen Durchmesser von 30 cm in den Wohngeschossen und von 50 cm im Sockel.
Auch die umlaufenden Balkone mit einer Breite von 0,6 bis 3,4 m sind in Ortbeton hergestellt, thermisch von den Decken getrennt. Die Fassade ist über eine 25 mm breite Fuge von den Balkonen abgekoppelt. Die Balkonplatten sind in einem Abstand von maximal 8 m dilatiert.
Das Fassadengrid besteht aus taillierten Fassadenstützen und Riegeln in Ortbeton, mit Stützenabmessungen von 30 x 30 cm bis 83 x 30 cm, Riegeln mit 46 cm Höhe, und der 76 cm hohen Betonbrüstung im 4. Obergeschoss, die eine besondere Funktion in der selbsttragenden Fassade hat. Das Tragwerk funktioniert als steife Sockelbox (UG2 bis OG3), in der die Kerne der Obergeschosse 4 bis 11 eingespannt sind. So widerspiegelt der äussere Ausdruck die innere Funktionsweise. Dank der Einspannung im Sockel wurden die Gebäudekerne sehr schlank ausgeführt, da sie lediglich die sieben oberen Stockwerke aussteifen. Ab OG4 entfällt der vierte Kern, sodass pro Etage ein zusätzlicher Wohnraum generiert werden konnte. Im Gegensatz zum Gebäudesockel wurden die Obergeschosse so weich wie möglich konzipiert, um die Erdbebenkräfte gering zu halten.

mum span width of 7.50 x 6.90 m, with a slab thickness of 26 cm on the residential and office floors and 30 cm on the storage floors. The interior columns of spun concrete have a diameter of 30 cm on the residential floors and 50 cm in the base.
The surrounding balconies with widths of 0.6 to 3.4 m are also made of in-situ concrete, thermally isolated from the slabs. The facade is separated from the balconies by a 25 mm gap. The balcony slabs are distributed at intervals of up to 8 m. The facade grid consists of tapered, in-situ-concrete facade columns and beams, with column dimensions of 30 x 30 to 83 x 30 cm, beam thicknesses of 46 cm and the 76-cm concrete balustrade on the fourth floor, which performs a special function within the self-supporting facade. The load-bearing structure functions as a rigid base box (from the second underground floor to the third upper floor) in which the cores of floors 4 to 11 are held in position. Thus, the external expression reflects the internal functions. Being firmly held in the base, the building cores could be made very slim, as they only reinforce the seven upper storeys. From the fourth floor upwards, the fourth core was left out, so as to generate extra living space on each storey. Unlike the building's base, the upper floors were designed to be

Bauherrschaft/Owner
EG Basel Dreispitz, St. Gallen
Tragwerksentwurf und -planung, Projekt und Bauleitung/ Structural design and planning, project and site management
ZPF Ingenieure AG, Basel
Architektur/Architecture
Herzog & de Meuron Basel Ltd., Basel
Ausführung/Contractor
ARGE Implenia Bau AG, Spaini Bau AG, Basel

Projektdaten/Project data

Realisierung/realisation	2012–2014
Grundstücksfläche/Site area	1 488 m²
Geschossfläche/Floor area	12 187 m²
Grundfläche/Footprint	991 m²
Länge/Length	43 m
Breite/Width	28 m
Höhe/Height	40 m

Fassade

Alle Wohn- und Bürogeschosse verfügen über einen umlaufenden Balkon hinter dem Grid. Die fugenlose Stahlbetonfassade verformt sich infolge Schwindens um ca. –0,03% und infolge Temperaturschwankung um ca. ±0,02%, wir sprechen also von vertikalen Bewegungen von +8 mm und –21 mm und von horizontalen Bewegungen von +10 mm und

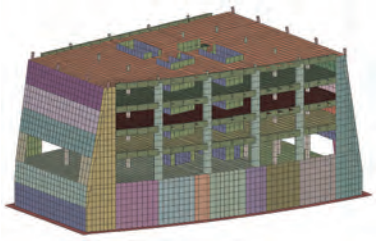


Fig. 5
Innere Tragstruktur des Sockels mit zwei Unter- und vier Obergeschossen.
Base's interior support structure with two floors below ground and four above.

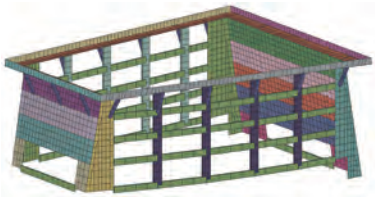


Fig. 6
Oberirdische, fugenlose Sockelfassade mit Ring am Boden des OG4.
Seamless above-ground base facade with ring at the bottom of the 4th floor .

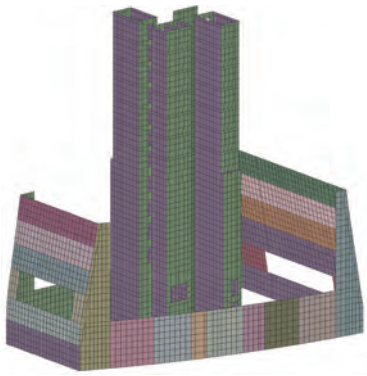


Fig. 7
Steife Sockelbox mit den eingespannten Kernen.
Rigid base box with cores held in place.

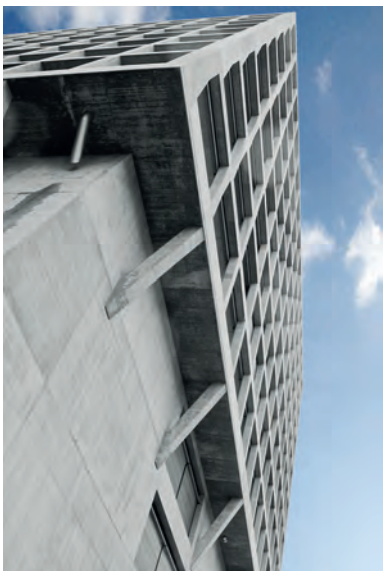


Fig. 8
Ring und Streben.
Ring and braces.

as pliant as possible, so as to minimise seismic loads.

Facade

All residential and office floors have a surrounding balcony behind the grid. The seamless reinforced-concrete facade warps as a result of shrinkage by approximately 0.03% and as a result of temperature fluctuation by approximately ±0.02%, involving vertical movements between +8 mm and –21 mm, and horizontal movements between +10 mm and –26 mm. Already in the central area where the facade protrudes at the transition between base and grid, the vertical movements resulting from temperature-induced deformation are considerable, at ±3 mm (Fig. 2). This means that the facade and internal structure cannot be rigidly interconnected, which in turn poses a major challenge at the transition between base and grid. Due to the offsetting of the facade and the angled braces, horizontal forces occur, directed away from the building at the top of the braces and towards the building at their lower end (Fig. 10).
The braces' flexible support in the area of the pressure forces is easy to solve with sliding thrust bear-

–26 mm. Bereits im Mittelbereich, wo die Fassade am Übergang von Sockel zu Gitter nach aussen vorspringt, sind die vertikalen Bewegungen infolge Temperaturverformungen mit ±3 mm wesentlich (Fig. 2). Daraus folgt, dass Fassade und innere Struktur nicht starr verbunden sein können, was wiederum am Übergang von Sockel zu Gitter eine grosse Herausforderung darstellt. Durch den Versatz der Fassade respektive die geneigten Streben entstehen am Strebenkopf vom Gebäude weg gerichtete Horizontalkräfte und am unteren Ende der Streben gegen das Gebäude gerichtete horizontale Kräfte (Fig. 10).
Die bewegliche Lagerung der Streben im Bereich der Druckkräfte ist einfach zu lösen über Druckgleitlager, die die horizontalen Kräfte in die Decken einleiten. Auch hier ist das Zusammenspiel zwischen Ausdruck und Statik essenziell: Die Strebenachsen sind auf die Deckenachsen ausgerichtet, um die horizontalen Kräfte effektiv in die Decken einzuleiten.
Die Übertragung der Zugkräfte ist aber nicht über bei jeder Strebe angeordnete Lager lösbar, da diese vertikal und horizontal beweglich sein müssten. In den

ings that transfer the horizontal forces to the slabs. Here too, the interplay between expression and statics is essential: the brace axes are oriented according to the slab axes, so as to efficiently transfer the horizontal forces to the slabs. However, the transfer of tensile forces cannot be solved by arranging bearings for each brace, as these would have to be able to move both vertically and horizontally. In the corners, where the building breathes out, the bearings would even have to be able to move in three dimensions, which makes force transmission virtually impossible.
Instead, the surrounding balcony was activated as a "ring", which compensates for the horizontal force components of the opposing facades. The ring is simultaneously subjected to bending, tension and shear in the horizontal plane, as well as bending and shear in the vertical plane. The ring, made of reinforced, in-situ concrete, comprises the 76-cm balustrade and the fourth floor's balcony slab, which has a varying width and a thickness of 26 cm.
The facade is held at a total of six fixed points, so as to support the horizontal forces caused by earthquakes and wind. Four of these

Fig. 9
Fassade Sockel mit Versatz und Ring zum Grid mit Balkonen.
Base facade with offset and ring to the grid with balconies.

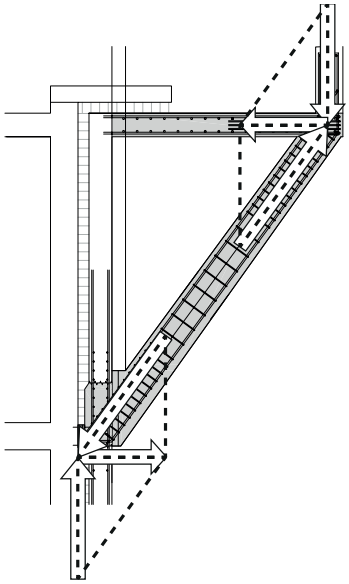


Fig. 10
Betrachtung der Kräfte in den Streben.
Representation of the forces in the braces.

Ecken, wo das Gebäude nach aussen atmet, müssten die Lager sogar dreidimensional beweglich sein – das macht eine Kraftübertragung nahezu unmöglich.
Stattdessen wurde der umlaufende Balkon als «Ring» aktiviert, der die horizontalen Kraftkomponenten der gegenüberliegenden Fassaden ausgleicht. Der Ring wird in der horizontalen Ebene gleichzeitig auf Biegung, Zug und Schub belastet und in der Vertikalen auf Biegung und Schub. Er besteht aus schlaff bewehrtem Ortbeton der 76 cm hohen Brüstung sowie der unterschiedlich breiten, 26 cm starken Balkonplatte des OG4.
Insgesamt sechs Fixpunkte halten die Fassade, um die Horizontalkräfte infolge Erdbeben und Wind abzuleiten. Vier davon befinden sich jeweils in Fassadenmitte unterhalb des Erdgeschosses. Zwischen den Fixpunkten lagert die Fassade beweglich auf Gleitlagern und kann in den Gebäudeecken atmen bzw. werden die horizontalen Bewegungen mithilfe von Ein- und Auswärtsbewegungen der Gebäudeecken aufgenommen. Am Versatz zwischen Sockel und oberem Gebäudegitter im 4. Obergeschoss befinden sich auf den Längsseiten zwei weitere vertikal verschiebbare Fixpunkte, die die Lasten aus dem horizontalen Ring aufnehmen.
Der grosse Vorteil dieser massiven, selbsttragenden Fassade ist die Möglichkeit der Betrachtung als eigenständiges Bauwerk, dessen Struktur optimal mit der Gebäudetragstruktur abgestimmt wird, sodass keine grossen Lasten zwischen warmen und kalten Bauteilen übertragen werden. Neben bautechnischen und bauphysikalischen Vorteilen bringt das auch deutliche Kosteneinsparungen und eine hohe Ästhetik mit sich, da auf teure, temperaturgedämmte, tragende Anschlüsse verzichtet werden kann. Auch ist die Tragstruktur nach unserer Auffassung schöner, weil klarer, da Systeme mit verschiedenen Anforderungen unabhängig atmen können.

are situated in the middle of the facade on each side, below the ground floor. Between the fixed points, the facade rests flexibly on plain bearings and can breathe at the building's corners, i.e. horizontal movements are absorbed with the aid of inward and outward movements of the building's corners. At the offset between the base and the upper building grid on the fourth floor, two additional, vertically movable, fixed points are situated on the long sides and absorb the loads from the horizontal ring.
The major advantage of this solid, self-supporting facade is the possibility of considering it an independent construction with a structure that is optimally coordinated with the building's support structure, such that no major loads are transferred between hot and cold components. Alongside the technical and structural-physical advantages, it also entails significant cost savings and attractive aesthetics, as there is no need for expensive, thermally isolated load-bearing joints. We also find the support structure more appealing because it is clearer, as systems with different requirements can breathe independently.

Autoren/Authors

Nico Ros
dipl. Bauing. FH SIA, BA Management
n.ros@zpfing.ch

Christian Rudin
MSc BFH in Engineering
c.rudin@zpfing.ch

ZPF Ingenieure AG
CH-4051 Basel

NEST-Gebäude, Empa-Areal Dübendorf
NEST building, Empa complex Dübendorf

Joseph Schwartz

Einleitung

Das NEST-Gebäude auf dem Empa-Areal in Dübendorf ist ein aussergewöhnliches Forschungs- und Gästehaus, das schon durch sein äusserliches Erscheinungsbild Aufsehen erregt. Ein Gebäude ohne Fassade, mit regalartigen, von einem zentralen Kern weitauskragenden massiven Deckenplatten, heterogen bestückt mit Wohn- und Forschungsmodulen, einstöckig zwischen den Deckenplatten eingeklemmt oder aber bis dreistöckig auf der obersten Decke aufgetürmt. Dank intensiver Zusammenarbeit von Architekt und Bauingenieur ab der Konzeptphase bis und mit Ausführung ist eine sowohl gestalterisch als auch tragwerkstechnisch starke Struktur entstanden, deren Präsenz durch die Vielfältigkeit und Andersartigkeit der eingebauten Module besonders betont wird (Fig. 1).

Introduction

The NEST building on the EMPA complex in Dübendorf is an unusual research building and guest house that has already created quite a stir with its external appearance. A building without a facade, with shelf-like, solid floor slabs cantilevering far out from a central core, heterogeneously fitted with living and research modules, on one floor clamped between the slabs, or stacked up to three storeys on the uppermost slab. The close collaboration between the architect and the civil engineer from the design phase through to and during the construction phase, has produced a strong structure both from a design and a structural point of view, whose presence is particularly emphasised by the diversity and the otherness of the installed modules (Fig. 1).

Architektonisches Konzept

Es handelt sich eigentlich um ein infrastrukturelles Gebäude, das die Durchführung bautechnologischer Experimente ermöglichen soll, und zugleich um ein Gästehaus, in dem Besucher und Forscher der Empa flexibel und zentral untergebracht werden können.

Das Gebäude ist als vertikale Stapelung von Bauparzellen konzipiert, die um einen zentralen Atrium- und Erschliessungskern angeordnet sind. Auf ihnen können voneinander unabhängige, ein- bis dreigeschossige, experimentelle Bauten, die Forschungs- und Wohnmodule, errichtet werden, die über das zentrale Atrium erschlossen werden.

Zum permanenten Teil des Bauwerks gehört, neben dem Atrium, das unter anderem als Begegnungsraum für die Bewohner und Nutzer dient (Fig. 2), auch das Erdgeschoss mit Foyer-, Lounge- und Ausstellungsflächen sowie Sitzungs- und Vortragsräumen. Im Untergeschoss befinden sich grosszügig dimensionierte Technikräume, und auf dem Dach können die für bautechnologische Experimente nötigen technischen Apparate sowie Sonnenkollektoren installiert werden.

Einen wesentlichen konzeptionellen Bestandteil des Entwurfs bilden die grosszügig ausgelegten Schächte zur vertikalen und horizontalen Medienerschliessung. Diese führen die konventionellen Medien (Frischwasser, Abwasser, Luft, Strom usw.) zu den Parzellen und von diesen wieder weg. Zusätzlich werden sie aus strategischen Gründen überdimensioniert und garantieren somit längerfristig eine unkomplizierte Nachrüstung mit zukünftig benötigten Medienleitungen.

Fig. 1
Aussenansicht.
External view.
(© Roman Keller)

Architectural concept

This is, in fact, an infrastructural building that is intended to allow for construction technology experiments to be carried out while at the same time providing flexible and central accommodation as a guest house for visitors and researchers at Empa.

The building is designed as a vertical stack of building plots that are arranged around a central atrium and access core. Single to three-storey experimental structures, the actual research and living modules, can be erected on them, independently of each other, and accessed through the central atrium.

In addition to the atrium which serves as a meeting space for the residents and users (Fig. 2), the ground floor is also a permanent part of the building with a foyer, lounge and exhibition areas, as well as meeting rooms and lecture halls. The basement comprises generously proportioned technology rooms whereas the technical equipment required for the construction technology experiments are on the roof, as are the solar panels.

The generously dimensioned shafts for vertical and horizontal media access are an essential conceptual component of the design. They carry conventional media (water, waste water, air, electricity, etc.) to the plots and away from them again. In addition, they are oversized for strategic reasons and therefore ensure the longer-term, uncomplicated retrofitting with media lines required into the future.

Tragwerk und konstruktive Lösungen

Das als grosses Regal konzipierte Gebäude musste an allen Fassadenflächen offen bleiben und durfte keinerlei Tragelemente in den Fassadenebenen aufweisen. Der Wunsch nach möglichst grossen Deckenflächen zur Anordnung der stockwerkhohen Forschungsmodule bedingte eine Tragstruktur mit entsprechend grossen Deckenauskragungen, die hohe Anforderungen an die konzeptionelle Entwicklung und konstruktive Ausbildung des Stahlbetonbaus stellten.

Der sich aus dem kastenförmigen Untergeschoss entwickelnde doppelwandige Kern wirkt als Rückgrat der gesamten Struktur, spannt die auskragenden Deckenplatten ein und steift das Gebäude aus. Durch geschickte Anordnung der Wände im Untergeschoss konn-

Fig. 2
Innenansicht.
Internal view.
(© Roman Keller)

Structure and constructive solutions

The building, which was designed as a large shelf, had to remain open on all façade surfaces. Supporting elements were not allowed at the façade levels. The wish for the largest possible floor areas for arranging the storey-high research modules required a structure with correspondingly large cantilevered slabs, which placed high demands on the conceptual and structural design of the reinforced concrete structure. The double-walled core which rises from the box-shaped basement, acts as a spine for the entire structure, clamps the cantilever slabs and stiffens the building. The clever arrangement of the walls in the basement allows for the very large core forces to be introduced as evenly as possible through the ground slab into the construction ground, so that it was possible to use a shallow foundation for the building.

During the intensive design meetings, options were examined that would allow for the scope

Fig. 3
Tragstruktur.
Structure.
(© Roman Keller)

ten die sehr grossen Kernkräfte möglichst gleichmässig durch die Bodenplatte in den Baugrund eingeleitet werden, so dass das Gebäude flach fundiert werden konnte.
Anlässlich der intensiven Konzeptbesprechungen wurde nach Möglichkeiten gesucht, den Umfang und die Tiefe der Nutzflächen weiter zu vergrössern, was letztlich zum Abweichen von einer rein prismatischen Gebäudefigur führte. Durch die stockwerkweise verschränkte Anordnung der im Grundriss polygonal verlaufenden Deckenränder wurde es nämlich möglich, Nutzflächen zu generieren, die nicht mehr allein durch die statischen Auskragungen begrenzt sind. Infolge der auf auskragenden Wandscheibenelementen hängenden beziehungsweise aufgelegten Deckenbereichen konnte zum Teil auf streng übereinanderliegende Wände verzichtet werden und es konnten so stockwerkweise alternierend Deckenbereiche entwickelt werden, deren nutzbare Auskragung grösser ist als die zugehörige statische Auskragung (Fig. 3).
Die sich daraus ergebenden tragwerkstechnischen Herausforderungen sind in Figur 4 ersichtlich. Es sind einerseits die grossen Schubbeanspruchungen der Decken in den Bereichen der Wandenden und andererseits die Durchbiegungen an den Deckenrändern. Um ein Durchstanzversagen der Decken im Bereich der Wandenden zu vermeiden, war die Anordnung einer lokalen Schubverstärkung unerlässlich. Mit Bügelbewehrung allein konnte der Durchstanzwiderstand der 55 bis 60 cm starken Obergeschossdecken unter maximal 6,5 MN nicht gewährleistet werden. Es wurden spezielle in der Sichtbetonkonstruktion integrierte Stahlpilze entwickelt, die eigens für diesen Bau konstruiert wurden. Wie aus Figur 5 ersichtlich ist, wurden diese Durchstanzpilze mit weiteren in den Beton integrierten Stahlelementen ergänzt, die die Funktion kräftiger Bewehrungen übernehmen. Eingebaut wurden

and the depth of the usable space to be expanded, which ultimately led to the deviation from a purely prismatic building shape. The storey-wise interlocking arrangement of the polygonal slab edges in the floor plan made it possible to generate usable space that is no longer limited solely by the structural cantilevers. As a result of the slab areas that are suspended from or laid on cantilevered wall panels, it was possible to partly dispense with walls placed strictly on top of each other and therefore to develop alternating slab areas, floor by floor, where the usable cantilever is larger than its structural cantilever (Fig. 3).
The resulting structural challenges are evident in Figure 4. These are on the one hand the high shear stresses of the slabs in the areas of the wall ends and on the other hand the deflections at the slab edges. To avoid a punching shear failure of the slabs near the wall ends, the arrangement of a local shear reinforcement was indispensable. The punching shear

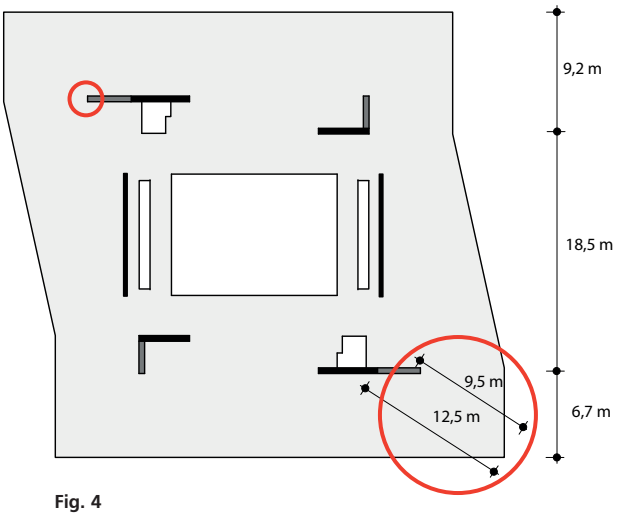


Fig. 4
Tragwerkstechnische Herausforderungen.
Structural challenges.

Fig. 5
Speziell konfektionierte, in den Beton eingelegte Stahlelemente.
Specially developed steel elements inserted into the concrete.

resistance of the 55 to 60 cm thick upper floor slabs below 6.5 MN maximum could not be guaranteed with stirrup reinforcement alone. Special steel mushrooms integrated into the exposed concrete structure were developed, which were specially designed for this building. As can be seen in Figure 5, these mushroom heads were expanded with other steel elements integrated into the concrete which assume the function of strong reinforcements. Heavy compressive reinforcements of solid round steel were installed, which introduce the above-mentioned large slab loads into the walls by means of shear connectors.

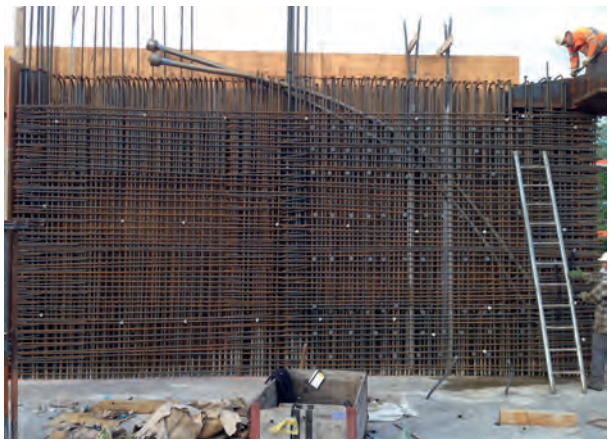
The cantilevered wall elements, at which a concentrated slab load of approx. 6.5 MN is introduced at both the top and bottom, also had to be fitted with prestressing cables to absorb the tensile forces from the lower slab. The lower steel mushrooms together with the rising round steels were supplemented with strong steel brackets and anchor plates in such a way that the inclined prestressing cables could be connected to the integral steel component, which enables a very direct and elegant force flow in the extremely highly stressed node areas, as is impressively illustrated by the modelling with the continuous stress field (Fig. 6). Four additional prestressing cables functioning as stirrup reinforcements increase the shear resistance of the wall panels.

The second major challenge was to control the deformation of the slabs due to their considerable projections of up to about ten metres over the corner diagonals. On the one hand, the large live loads of 10 to 12 kN/m^2 that had to be taken into account and on the other hand the respectable dead weight of the slabs, made the design of the slabs with a reinforcement alone appear inappropriate, as especially creep deformations, which cannot be clearly compensated by means of a superelevation of the slab, are problematic. For this reason, the

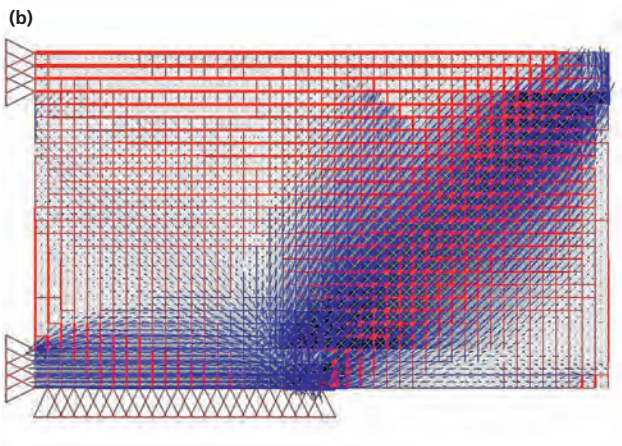
schwere Druckbewehrungen aus Vollrundstahl, die die erwähnten grossen Deckenlasten über Kopfbolzendübel in die Wände einleiten.

Die auskragenden Wandelemente, an denen sowohl unten als auch oben eine konzentrierte Deckenlast von rund 6,5 MN eingeleitet wird, mussten zusätzlich mit Spannkabeln versehen werden, um die Zugkräfte aus der unteren Decke aufzunehmen. Die unteren Stahlpilze wurden zusammen mit den aufgehenden Rundstählen derart mit kräftigen Stahllaschen und Ankerplatten ergänzt, dass die geneigten Spannkabel mit dem integralen Stahlbauteil verbunden werden konnten, was einen sehr direkten und eleganten Kraftfluss in den extrem hoch beanspruchten Knotenbereichen ermöglicht, wie die Modellierung mit dem kontinuierlichen Spannungsfeld eindrücklich illustriert (Fig. 6). Vier weitere als Bügelbewehrung wirkende Spannkabel erhöhen den Schubwiderstand der Wandscheiben.

(a)



(b)



(c)

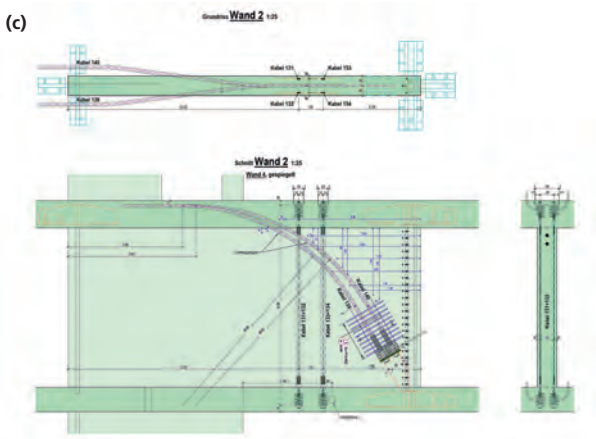


Fig. 6
Kraftverlauf in den hochbeanspruchten auskragenden Wandelementen:
a) Bewehrung und Vorspannung,
b) kontinuierliches Spannungsfeld,
c) Plandarstellung.
Force curve in the highly stressed cantilevered wall elements:
a) reinforcement and prestressing,
b) continous stress field,
c) plan.

Die zweite grosse Herausforderung bestand in der Kontrolle der Verformungen der Decken infolge ihrer beträchtlichen Auskragungen von bis zu rund zehn Metern, über die Eckdiagonalen gemessen. Einerseits die grossen zu berücksichtigenden Nutzlasten von 10 bis 12 kN/m^2 und anderseits die respektablen Eigenlasten der Decken liessen deren Ausbildung mit ausschliesslich schlaffer Bewehrung als wenig zweckmässig erscheinen, sind doch insbesondere die Kriechverformungen, die nicht eindeutig mit einer Deckenüberhöhung kompensiert werden können, problematisch. Aus diesem Grund wurden die Decken konsequent vorgespannt, wobei die 1900 kN-Flachkabel so geführt wurden, dass die ständigen Lasten weitgehend durch die Umlenkkräfte der Vorspannung kompensiert werden und somit weder elastische noch Kriechverformungen unter ständigen Lasten auftreten. Zudem erhöht die Vorspannung die Steifigkeit der Betonplatten beträchtlich und reduziert entsprechend die Verformungen im Gebrauchszustand unter den hohen Nutzlasten. Dabei vergrössert sie auch den Durchstanzwiderstand der Decken infolge der geringeren Rotationen über den Stützen einerseits, und andererseits durch den Einfluss der geneigten und gekrümmten Kabel im Bereich der Stützen, die somit ihre Umlenkkräfte direkt ins Auflager einleiten können. Nichtsdestotrotz

slabs were consistently prestressed, whereby the 1900 kN flat cables were guided in such a way that the permanent loads are largely compensated by the deviatoric forces of the prestressing cables and as a result neither elastic nor creep deformations occur under permanent loads. In addition, the prestress considerably increases the rigidity of the concrete slabs and therefore reduces the deformation in the service state under the high live loads. In this way, it also increases the punching shear resistance of the slabs as a result of the lower rotations above the columns, on the one hand, and as a result of the effect of the inclined and curved cables near the columns on the other hand, which can therefore introduce their deviatoric forces directly into the support. Notwithstanding this, the critical areas of the slabs were fitted in addition with a stirrup reinforcement. Taking into account the above-described

Bauherrschaft/Owner
Empa – Materials Science & Technology, Dübendorf
Architekt/Architect
Gramazio Kohler Architects, Zürich
Bauingenieur/Civil engineer
Dr. Schwartz Consulting AG, Zug
Dr. Neven Kostic GmbH, Zürich
Bauausführung/Contractor
Streuli Bau AG, Kilchberg

Fertigstellung/Completion
2016

(a) (b)

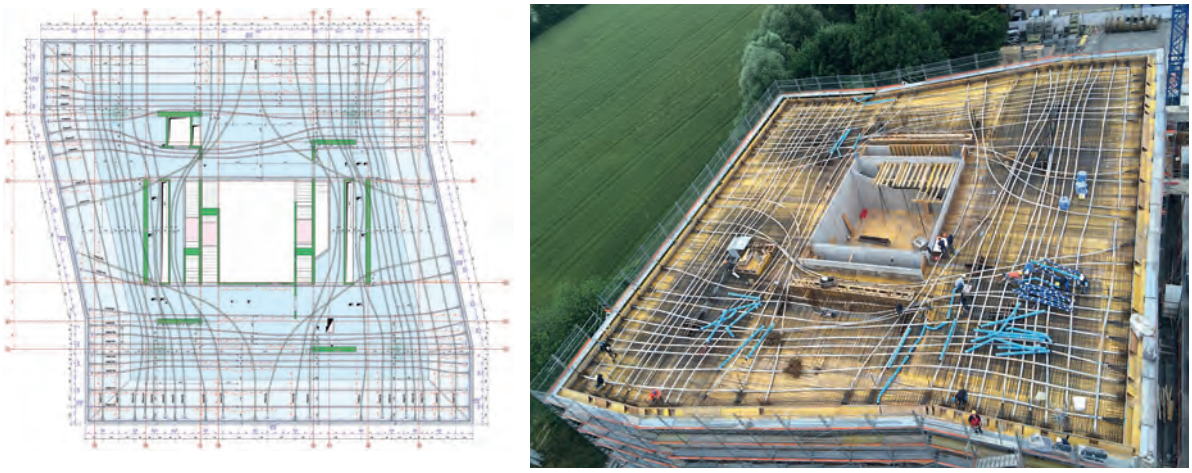


Fig. 7
a) Vorspannkonzept der Decken sowie b) deren bauliche Umsetzung.
a) Prestress concept for the slabs and b) its implementation.

criteria, the geometry of the cables was carefully developed and meticulously implemented on the building site, both in the floor plan and in the section (Fig. 7).

Concluding remarks

The structure of the research building Empa-NEST placed considerable demands on the planning and implementing teams. Thanks to a purposeful and committed interdisciplinary collaboration right from the initial design phase, the very strong relationship of trust both among the planners and vis à vis the clients, and the considerable commitment and mutually respectful interaction of everyone involved in the implementation phase, the considerable technical and construction challenges were mastered in a very professional manner.

wurden die kritischen Bereiche der Decken zusätzlich mit einer Bügelbewehrung versehen. Unter Berücksichtigung der beschriebenen Kriterien wurde die Geometrie der Kabel sowohl im Grundriss als auch im Schnitt sorgfältig planerisch entwickelt und minutiös auf der Baustelle umgesetzt (Fig. 7).

Schlussbemerkungen

Das Tragwerk des Forschungsgebäudes Empa-NEST stellte sehr hohe Anforderungen an die Planenden und die Ausführenden. Dank bewusster und engagierter interdisziplinärer Zusammenarbeit ab der ersten Konzeptphase, dem sehr starken Vertrauensverhältnis sowohl der Planenden untereinander als auch mit der Bauherrschaft sowie dem grossen Einsatz und dem respektvollen Umgang aller Beteiligten in der Ausführungsphase konnten die grossen technischen und baulichen Herausforderungen souverän gemeistert werden.

Autor/Author

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

Literatur/Literature
[1] www.gramaziokohler.com
[2] Schwartz J., Kostic N.; Solides Rückgrat, TEC 21 22/2016, 34–37

Sporthallen Weissenstein
Sports halls Weissenstein

Christian Penzel, Martin Valier

Fig. 1
Ansicht der gestapelten Hallen mit äusserer Erscheinung der Tragstruktur.
View of the stacked halls with external appearance of the structure.
(Foto: Dominique Marc Wehrli)

Einleitung

Bei unserem Entwurf für einen Sportkomplex mit einer Wettkampfhalle für 2000 Zuschauer und einer zusätzlichen Trainingshalle haben wir aus städtebaulichen Gründen die zwei Hallen gestapelt angeordnet. Die Trainingshalle steht verdreht auf dem Dach der Wettkampfhalle. Die dadurch entstehende kreuzförmige Figur markiert den prägnanten Terrainversatz zwischen der tiefer liegenden Könizstrasse und dem dazu um vier Meter erhöhten Plateau der Aussensportfelder. Das grosse Dach der Halle schliesst niveaugleich an die Aussenanlagen an, während die wesentlich kleinere Trainingshalle darauf als eigenständiger Baukörper in Erscheinung tritt. Diese

Introduction

In our design concept for a sports complex with a competition arena for 2000 spectators and an additional training hall, we stacked one hall on the other for urban planning purposes. The training hall sits on the roof of the competition arena at an angle. The resulting cross-shaped figure marks the concise terrain offset between the lower-lying road and the plain of the playing fields, four metres higher. The large roof of the arena connects to the outdoor facilities on the same level, while the considerably smaller training hall above gives the appearance of an independent structure. This distribution of volumes is decisive for the full-scale and urban integration of the

Aufteilung der Volumina ist entscheidend für die masstäbliche und städtebauliche Integration des nicht unbeträchtlichen Gesamtvolumens in die nähere Umgebung. Die kompakte Kubatur hält grosse Bereiche der Parzelle unbebaut, die so für die Aussenanlagen und ökologischen Ausgleichsmassnahmen zur Verfügung stehen (Fig. 1).

Architektonisches Konzept

Die beiden Seitenwände der Trainingshalle dienen als grosse Überzüge für die Überspannung der darunterliegenden Arena. Strukturell erfahrbar wird dies vor allem in der Tragrichtung der Deckenträger der Wettkampfhalle: aufgrund der Überzüge spannen sie nicht quer zur Hallenausrichtung – was normal wäre – son-

Bauherr/Owner
Sporthallen Weissenstein AG
Generalplaner, Architekt und Bauingenieur/General planner, architect and civil engineer
Penzel Valier AG, Zürich
Bauausführung/Contractor
Marti AG, Bern

Fertigstellung/Completion
August 2014

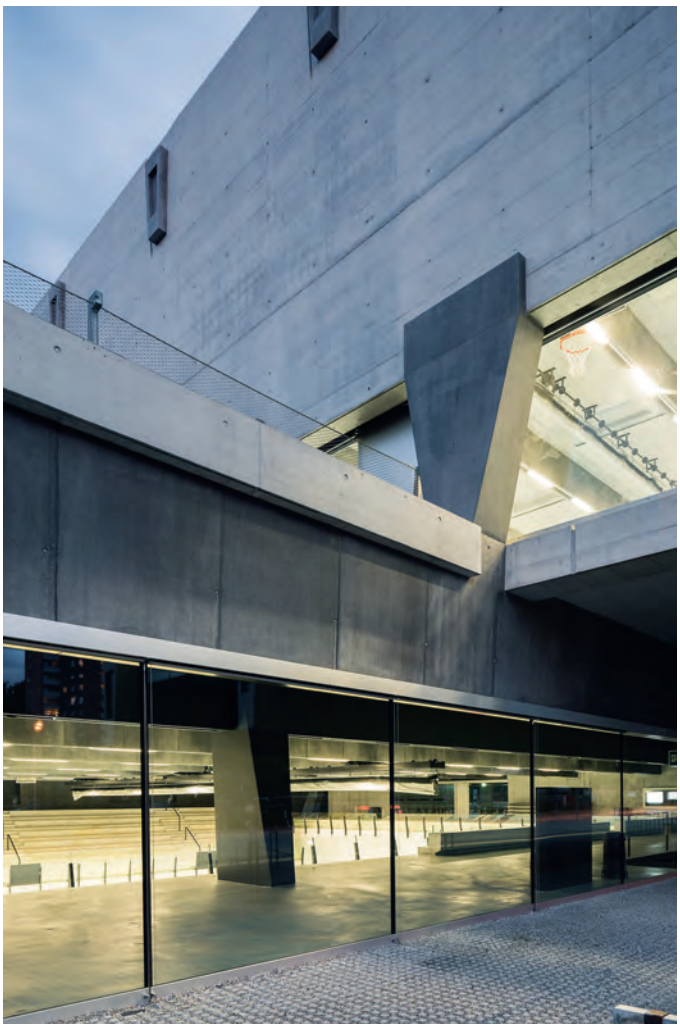


Fig. 2
Sicht in Wettkampfhalle mit Hauptstütze und Trainingshalle mit statisch aktivierter Aussenwand.
View within the competition arena with main column and training hall with structurally activated external wall.
(Foto: Dominique Marc Wehrli)

not inconsiderable total volume into the adjacent surroundings. The compact cubage means that large swathes of the site remain undeveloped and are therefore available for outdoor facilities and ecological compensatory measures (Fig. 1).

Architectural concept

The two side walls of the training hall serve as large upstand beams for the span of the arena below. This becomes structurally tangible above all in the supporting direction of the ceiling beams of the competition arena: due to the upstand beams, they do not span transeversely to the direction of the hall, which would be normal, but longitudinally to it. During the first project phase, the over-

dern längs dazu. In der ersten Projektphase war die obenliegende Brückenkonstruktion als Fachwerk noch direkt ablesbar. Im Zuge der Überarbeitung haben wir die zwei grossen, längs gerichteten Fachwerke jedoch durch Scheiben auf einer Reihe von V-förmigen Stützen ersetzt. Die Fachwerkträger werden sozusagen selektiv vergossen, die plastisch hervorgehobenen V-Stützen weisen auf ihren Ursprung zwar noch hin, erhalten aber eine gewisse Autonomie.
Die räumliche Entwicklung hat dabei an Klarheit gewonnen und ist verstärkt in die Durchbildung der Konstruktion eingeflossen. So stehen die beiden Hallen nicht nur konstruktiv, sondern auch räumlich und hinsichtlich der

head bridge construction was still directly recognisable as a truss. However, as the design work progressed, we replaced the two large, longitudinal trusses with panels on a row of V-shaped columns. The beams of the truss were "selectively" cast, so to speak. The clearly emphasised V-shaped columns still point to their origin, but have a certain autonomy.
In this way, the clarity of the spatial development was enhanced and flowed to a greater extent into the design of the structure. The two halls are therefore in a dialectic relationship to each other not only from a structural point of view but also spatially and with regard to lighting. The training hall is open to the sur-

Lichtführung in einem dialektischen Verhältnis zueinander. Die Trainingshalle ist mit einem umlaufenden Lichtband dreiseitig zur Umgebung geöffnet und erhält mit den darüberliegenden, hohen Umfassungswänden eine «Raumkappe», deren Volumen von Oberlichtern aktiviert wird. Im umgedrehten Verhältnis entwickelt sich die Wettkampfhalle. Während auch hier ein dreiseitiges Lichtband die Wandelebene in die Umgebung öffnet, ist das Spielfeld in das Terrain eingegraben. Die Haupttribüne verläuft von der Wandelebene in einer grossen Geste bis hinunter auf das abgesenkte Spielfeld. Damit wird der Schnittverlauf vom Geländeniveau der Aussensportanlagen über die Tribünen zur Senke des Hallenbodens und wieder hinauf auf die Ebene des Vorplatzes mit einer grossen innerräumlichen Schnittfigur inszeniert. Beide Hallen weisen demnach eine prägnante räumliche Ableitung ihrer Stapelung auf und spiegeln damit die städtebauliche Figur im Inneren wider.

Das Haupttragwerk aus Trägern und Scheiben wird über die Aktivierung der Decken und die wenigen inneren Wandscheiben ausgesteift und stabilisiert. Mit der Änderung vom Fachwerkträger zu einfachen, raumdefinierenden Scheiben haben wir versucht, die städtebaulichen und räumlichen Qualitäten zu stärken und die ohnehin schwierige «Erklärung» des Tragverhaltens zurückzunehmen (Fig. 2, 4).

rounding area on three sides thanks to strip windows and, together with the overlying high perimeter walls, has a "room cap", the volume of which is activated by sunlights. The competition arena developed in an inverse ratio. While in this case strip windows on three sides also open up the building from the access area to the stands towards the surrounding area, the playing field is embedded in the terrain. The main stand runs in a grand gesture from the access area to the stands down to the sunken playing field. In this way, the section course from the terrain level of the outdoor sports facilities through the stands, down to the hollow of the hall floor and back up to the level of the forecourt is staged with a large interior sectional figure. Consequently, both halls demonstrate a concise spatial derivation of their stacking concept and therefore reflect the urban figure in the interior.

The main structure with beams and panels is stiffened and stabilised through the activation of the slabs and the few internal shear walls. With this change from trusses to simple, space-defining panels, we have attempted to enhance the urban and spatial

Statisches Konzept

Ausgangslage Geologie

Der Bauperimeter der Sporthallen liegt im Bereich einer ehemaligen Kiesdeponie. Die Auffüllung der Deponie erfolgte über Jahre unkontrolliert und lose mit wassergesättigtem Silt und Ton. Das eingeschlossene Meteor- wie auch Porenwasser konnte sich über die teils Jahrzehnte andauernde Lagerung nicht entwässern, obwohl die Grubensohle ab Unterkante der Schüttung hoch durchlässig war. Der Baugrund war daher auf sämtlichen Lagen ohne Materialersatz oder den Einsatz von Matratzen weder begeh- noch befahrbar.

Fundation/Geologie

In der Wettbewerbsphase stellten wir früh fest, dass Fundationskonzepte mit wenigen, dafür aber kräftigen Fundamenten zu keinem wirtschaftlichen Nachteil führen. Zur Ausführung gelangte schliess-

Fig. 3
Innenraum Wettkampfhalle mit längs spannenden Trägern und rückwärtigen Oberlichtern.
Interior of competition arena with longitudinal beams and rear skylights.
(Foto: Dominique Uldry)

qualities and to dispense with an "explanation" of the structural behaviour, that would have been difficult in any event (Fig. 2, 4).

Structural concept

Initial situation geology

The construction perimeter of the sports halls is in the area of a former gravel landfill. The landfill was filled over the years, unregulated and freely, with water-saturated silt and clay. The trapped rainwater and pore water could not drain during the storage period which was at times decades long, even though the pit bed from the lower edge of the infill was highly porous. As a result, it was not possible either to walk on the subgrade or drive on it at any level without replacing material or using mattresses.

Foundation/geology

We discovered early on in the competition phase that foundation concepts with few but strong foundations were not economically disadvantageous. Ultimately, a solution involving four pile caps with a total of 14 large bored piles, diameter 1180 mm (5 no.) and diameter 1500 mm (9 no.) and a length of about 2 m in each case was chosen. The piles are

lich eine Lösung mit vier Pfahlbanketten mit total 14 Grossbohrpfählen, Durchmesser 1180 mm (5 Stück) und Durchmesser 1500 mm (9 Stück) und einer Länge von jeweils etwa 20 m. Zur Vermeidung einer Gruppenwirkung bei der zugleich angestrebten, konzentrierten Lasteinleitung über möglichst kompakte Pfahlbankette sind die Pfähle je 7 Grad aus der Vertikalen ab Kopf nach aussen geneigt. Die Krafteinleitung erfolgt über die Mantelreibung der leicht geneigten Pfähle. Kleinere, periphere Lasten werden über zusätzliche, duktile Gusspfähle abgeleitet.

Struktur

Die beiden Längswände der oberen Trainingshalle, 40 und 50 cm stark, werden als vorgespannte Wandscheiben ausgebildet und dienen als grosse Überzüge für das Dach der darunterliegenden Wettkampfhalle. Sie liegen je auf zwei massiven Hauptstützen. Der Momentenverlauf in den Wandscheiben mit einem grossen Feld über knapp 34 m und einer 17 m langen Auskragung erforderte zur Vermeidung innerer Zwängungen eine ausgeklügelte Kabelführung mit bis zu 12 Kabeln 12-06. Die hier erwähnten vier Haupt-

inclined 7 degrees from the vertical to the outside, from the tip, to avoid a group effect while at the same time achieving the desired concentrated load introduction via the most compact pile caps possible. The force introduction is via surface friction with the slightly inclined piles. Smaller, more peripheral loads are transferred via additional, ductile cast iron piles.

Structure

The two longitudinal walls of the upper training hall, 40 and 50 cm thick, are designed as prestressed shear walls and serve as large upstand beams for the roof of the underlying competition arena. They rest each on two solid main columns. The moment distribution in the shear walls with a large span of just under 34 m and a 17 m long cantilever, required intricate cable routing with up to 12 cables 12-06, to avoid internal restraints. The four main columns mentioned here transfer the forces from the panels directly into the pile caps.
The 67 m, extremely long, longitudinal beams of the competition arena with a structural height of 2.1 m and each with a cable 19-06, are only hanging on the shear walls of the overlying training

Fig. 4
Innenraum Trainingshalle mit quer spannenden Trägern, Oberlichtern und seitlicher Verglasung.
Interior of training hall with transverse beams, skylights and side glazing.
(Foto: Dominique Uldry)

Fig. 5
Bau der Seitenwände Trainingshalle.
Constructing the side walls of the training hall.
(Foto: Dominique Uldry)

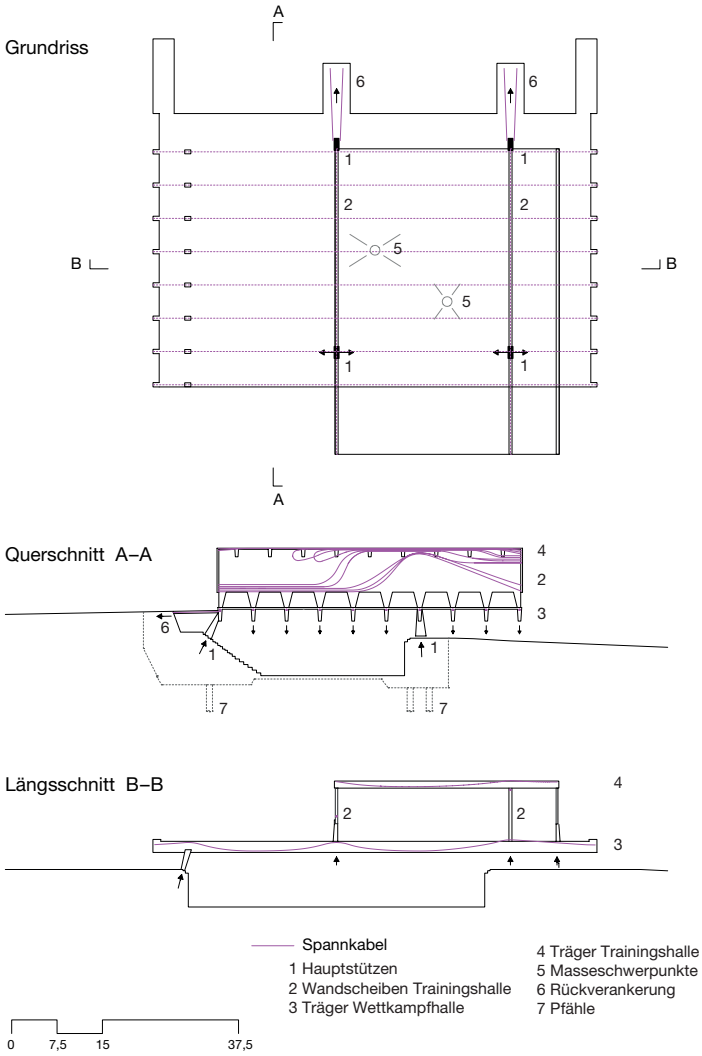


Fig. 6
Statischer Aufbau mit Darstellung der Kräfte, Spannkabelverläufe und Masseschwerpunkte.
Structure with representation of forces, tendons and centres of mass.

stützen leiten die Kräfte aus den Scheiben direkt in die Pfahlbankette ab.
Die mit 67 m enorm langen, längs laufenden Träger der Wettkampfhalle mit einer statischen Höhe von 2,1 m und je einem Kabel 19-06 sind nur an den Wandscheiben der darüberliegenden Trainingshalle aufgehängt und auf einer Seite aufgelagert. Die Aufhängung über vertikal vorgespannte Swiss-Gewi-Stangen in die Wandscheiben der Trainingshalle wird von der unteren Wettkampfhalle aus optisch nicht wahrgenommen.
Das kritische Schwingungsverhalten der über diesen längs laufenden Trägern liegenden Decke der Wettkamphalle, die zugleich auch den Boden der Trainingshalle darstellt, wurde aufwendig nachgewiesen. Für die Modellierung wurden die Träger monolithisch mit den Decken verbunden. Die Mehrfeldträger weisen unterschiedliche Spannweiten auf, ihre Lagerung ist in den darüberliegenden Wandscheiben wie auch der einen Stütze als eingespannt angenommen. Die Auflasten entsprechen exakt der unterschiedlichen Nutzung. Ferner wurde das System aufgrund der Vorspannung aller Teile als ungerissen angenommen. Dadurch resultierte rechnerisch die erste unkritische, tiefste Eigenfrequenz bei 12,3 Hz, was sich im ausgeführten Projekt anhand einer Kontrollmessung auch bestätigen liess.
Die 1,35m hohen Träger des Dachs der Trainingshalle sind als Zweifeldträger ausgelegt und ebenfalls je mit einem Kabel 19-06 überdrückt. Sie spannen knapp 30 m quer zur Trainingshalle und ruhen in den einleitend erwähnten Wandscheiben. Das zweite Feld der Träger über weitere 8 m ist in eine dritte, schlaff bewehrte Wandscheibe eingebunden und dort gegen Abheben fixiert.
Die horizontale Aussteifung erfolgt sowohl über die Decke der Wettkampfhalle als auch über den Boden der Wandelebene. Das daraus resultierende Kräftepaar wird jeweils über vertikale Rippen in die rückwärtigen, mit der Hinterfüllung ballastierten Pfahlban-

hall and supported on one side. The mounting via vertical prestressed Swiss Gewi rods in the shear walls of the training hall is not visible from the underlying competition arena.
The critical vibration behaviour of the slab above these longitudinal beams in the competition arena, that is also the floor of the training hall, was verified extensively. For the modelling, the beams were connected monolithically with the slabs. The multi-span beams have varying spans, their bearing is assumed to be clamped in the shear walls above as well as in one of the supports. The loads correspond precisely to the different types of use. Furthermore, the system was assumed to be non-cracked due to the prestressing of all members. This resulted in, mathematically, the first uncritical, lowest natural frequency of 12.3 Hz, which was then confirmed by way of controlled measurement in the executed project.
The 1.35 m high beams of the roof of the training hall are designed as double-span beams and each with a cable 19-06 under pressure. They span almost 30 m transversely to the training hall and lie in the shear walls mentioned at the beginning. The second span of the beam over a further 8 m is integrated into a reinforced shear wall and fixed there against lifting.
Horizontal stiffening is achieved both via the roof slab of the competition arena and via the floor of the access area to the stands. The resulting pair of forces is each released via vertical ribs into the rear pile cap, which is ballasted with backfill. The tension cables in the roof slab transfer the horizontal force components of the inclined main columns.
In order to compensate vibration differences in the event of an earthquake due to varying centres of mass of the training hall to the clamping horizon, the front two main columns are freely movable horizontally with slide bearing plates on the floor of the ground floor. An extensive, heavy support was required to build the structure (Fig. 5 to 7). The structure could only integrally fulfil its function after the slab over the training hall, the final concrete step, had hardened. Up to that point in time, all beams and shear walls had to be secured with heavy stays.
The cables in the beams and shear walls were only tensioned at the end in accordance with a specified scenario. In this case, some cables had to be tensioned in four stages. The baseline measurement carried out at over 70 control points prior to lowering displayed a maximum sinking of only 8 mm, after the completion of all works and including pile compression.

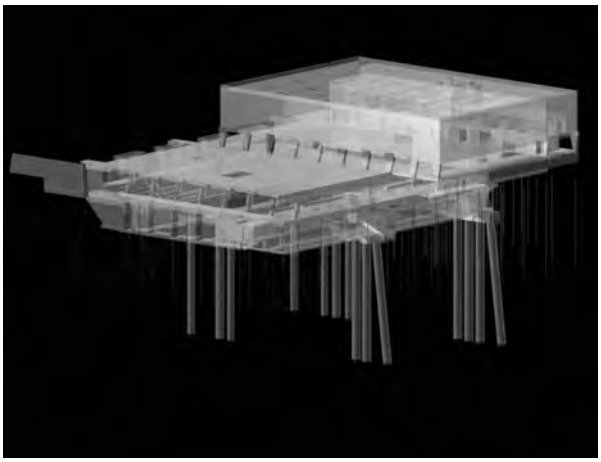


Fig. 7
Statische Struktur mit Pfählung.
Structure with piling.

kette abgegeben. Die in der Decke liegenden Spannkabel leiten die Horizontalkraftanteile der schrägen Hauptstützen ab.
Um Schwingungsdifferenzen im Erdbebenfall aufgrund unterschiedlicher Massenschwerpunkte der Trainingshalle zum Einspannhorizont zu kompensieren, sind die vorderen zwei Hauptstützen horizontal frei verschieblich mit Gleitlagerplatten auf dem Boden des Erdgeschosses abgestellt.
Für den Aufbau der Struktur war eine umfangreiche, schwere Abstützung notwendig (Fig. 5 bis 7). Das Tragwerk konnte seine Funktion erst nach dem Aushärten der letzten Betonieretappen, der Decke über der Trainingshalle, integral erfüllen. Bis zu diesem Zeitpunkt mussten alle Träger und Wandscheiben über schwere Spriessungen gesichert werden.
Das Spannen der Kabel in den Trägern und Wandscheiben erfolgte erst zum Schluss nach vorgegebenem Drehbuch. Einzelne Kabel mussten dabei über vier Etappen gespannt werden. Die vor dem Absenken erfolgte Nullmessung an über 70 Kontrollpunkten ergab nach Abschluss aller Arbeiten und inklusive der Pfahlstauchung eine maximale Einsenkung von nur 8 mm.

Autoren/Authors

Christian Penzel
Dipl.-Ing. TU
penzel@penzel.ch

Martin Valier
dipl. Ing. HTL
valier@valier.ch

Penzel Valier AG
CH-8045 Zürich

Ein Hochhaus und ein Hofhaus– das Tragsystem im neuen Campus der FHNW Muttenz

A high-rise and a courtyard building – the structural system of the new FHNW campus building in Muttenz

Stefan Bänziger, Timothy Hafen

Einleitung

Ganz im Zeichen der innovationsfördernden Kultur der Fachhochschule Nordwestschweiz (FHNW) wird auf das Herbstsemester 2018 in Muttenz ein neuer Campus eröffnet. Er dient als neues Zuhause für die bis anhin auf 36 Standorte verteilten Hochschulen für Architektur, Bau und Geomatik, Life Sciences, Soziale Arbeit, Pädagogische Hochschule und Trinationaler Studiengang Mechatronik der Hochschule für Technik. Der neue Standort wird mit rund 34 500 m² Hauptnutzfläche der Studien- und Arbeitsort von rund 3700 Studierenden und 800 Mitarbeitenden sein.

Im Mai 2011 gewannen pool Architekten in Zusammenarbeit mit den Tragwerksplanern Schnetzer Puskas Ingenieure den selektiven Projektwettbewerb mit dem Projekt «Kubuk». Dieses ist geprägt durch einen kubischen Baukörper mit einem minimalen Footprint und einer grosszügigen angegliederten Parkanlage.

Der Hauptbau weist mit zwei Untergeschossen, Erdgeschoss und zwölf Obergeschossen eine Höhe von rund 64 m und Grundrissabmessungen von 63 m mal 70 m auf, sodass er als Würfel in Erscheinung tritt. Im Sockelbereich des Hauptbaus vom Erdgeschoss bis zum 3. Obergeschoss sind die öffentlichen Nutzungen mit Hörsälen, Aula, Mensa, Bibliothek und Drittnutzungen untergebracht, während sich vom 4. bis zum 12. Obergeschoss Büros, Labors und Seminarräume der verschiedenen Fakultäten finden. Das Dachgeschoss wird hauptsächlich für Technikanlagen verwendet. Die Untergeschosse umfassen diverse

Introduction

Driven by a culture at the University of Applied Sciences and Arts Northwestern Switzerland (FHNW) that promotes innovation, a new campus will be opened in time for the autumn semester 2018 in Muttenz. It will be a new home to the Schools of Architecture, Civil Engineering and Geomatics, Life Sciences, Social Work, and Education, and for the Mechatronics Trinational course at the School of Technology, which to date have been spread across 36 locations. The new location with its 34,500 m² of service area will provide a study and work area for approx. 3,700 students and 800 staff.

In May 2011, architects pool Architekten in conjunction with structural engineers Schnetzer Puskas Ingenieure won the selective pro-

Fig. 1
«Kubuk» – der neue Campus der Fachhochschule Nordwestschweiz in Muttenz.
"Kubuk" – the new campus building at the University of Applied Sciences and Arts Northwestern Switzerland (FHNW) in Muttenz.
(© Martin Stollenwerk)

Fig. 2
Schnittperspektive des Gebäudes.
Cross-sectional perspective of the building.
(© pool Architekten)

ject competition with their project "Kubuk". The project is characterised by a cubic building with a minimal footprint and a spacious adjoining park.
The main building has two floors at basement level, a ground floor and 12 upper floors and is approx. 64 m in height with floor dimensions of 63 m by 70 m, so that it resembles a cube. The base of the main building, from the ground floor to the 3rd floor, comprises public spaces with lecture halls, an auditorium, the canteen, the library and space for third party use, while the 4th to the 12th floors comprise the offices, laboratories and seminar rooms of the various faculties. The top floor is used mainly for technical equipment. The basement floors comprise various laboratories and workshops and also storerooms and plant rooms. Adjacent to this is an underground area that is approx. 10 m high and approx. 28 m by 63 m in size with a double gymnasium, a construction hall, workshops and storage rooms.

Structural concept

The upper floors are designed as a consistent skeleton construction

Labors und Werkstätten sowie Lager und Technikräume. Unterirdisch angegliedert ist ein rund 10 m hohes Volumen mit Abmessungen von rund 28 m mal 63 m mit einer Doppelturnhalle, der Bauwerkshalle, Werkstätten und Lagerräumen.

Tragwerkskonzept

Die Obergeschosse sind konsequent in Skelettbauweise mit vier stabilisierenden Erschliessungskernen, Geschossdecken und vorfabrizierten Betonstützen konzipiert. Mit zwei Innenhöfen ergeben sich im Grundriss ein 14 m breiter Deckenring entlang der Fassade und ein Mitteltrakt. Zugunsten einer maximalen Nutzungsflexibilität sind in einer Richtung jeweils Deckenspannweiten von 14 m vorhanden, die mit überbetonierten, vorfabrizierten Rippenplatten überbrückt werden. In der anderen Richtung entlang der Deckenränder beträgt das Stützenraster mit einem Randträger 7 m. Die Betonstärke ist unter Berücksichtigung der Trittschallanforderungen so festgelegt, dass Bodenbeläge grösstenteils direkt im Verbund ausgeführt werden konnten.

with four stabilising access cores, floor slabs and prefabricated concrete columns. With two courtyards, the floor plan shows a 14 m wide ring of slabs along the façade and a central wing. To achieve maximum flexibility of use, there are spans in one direction, each 14 m wide, that are bridged with prefabricated ribbed plates with a concrete overlay. In the other direction along the edges of the roof, the support grid with one edge beam is 7 m. The thickness of the concrete, taking impact sound requirements into account, is determined in such a way that most of the floor coverings were laid directly bonded.
On the 4th floor, the inner wing, referred to as the central wing, is supported by a storey-high bridge structure made in part of discontinues shear walls and prestressed in situ concrete flat slabs, to allow for the atrium below that is over 20 m high. The first and second floors are supported using the same principle, allowing for the creation of a 42 m wide, column-free main entrance. In addition, prestressed flat slabs allow for the construction of generous cantilevered galleries around the court-

Fig. 3
Lehrgerüst und Krafteinleitungsdetail des Mitteltraktes.
Falsework and force introduction detail of the central wing.
(© Martin Stollenwerk)

Im 4. Obergeschoss wird der als Mitteltrakt bezeichnete Innentrakt mit einem geschosshohen Brückentragwerk aus teilweise aufgelösten Wandscheiben und vorgespannten Ortbetonflachdecken abgefangen, um darunter ein über 20 m hohes Atrium zu ermöglichen. Mit dem gleichen Prinzip werden das erste und zweite Obergeschoss abgefangen, um einen stützenfreien, 42 m breiten Haupteingang zu schaffen. Vorgespannte Flachdecken ermöglichen über dem Erd- sowie dem 1. und 2. Obergeschoss zudem grosszügig auskragende Galerien um den Innenhof.

Die Untergeschosse bilden mit einer monolithischen Bodenplatte, Decken und betonierten Wänden einen steifen Kasten, in dem die horizontal aussteifenden Erschliessungskerne eingespannt sind.

Ortbetonbohrpfähle tragen konzentrierte Lasten bei den Kernen und Hauptstützen in den Felsuntergrund ab, wodurch auch aussergewöhnliche Einsenkungen des Baugrunds infolge Dolinenbildung im verkarsteten Gipskeuper vermieden werden können. Sekundäre Stützen, die nur Untergeschosslasten abtragen und nicht für die Gesamtstabilität des Gebäudes erforderlich sind, sind mit Fundamentriegeln flach fundiert.

Abfangkonstruktionen

Der Mitteltrakt spannt 35 m über das Atrium und fängt die Lasten der darüberliegenden acht Geschosse ab. Sein Boden wirkt als Zugflansch, während die Decke über dem 4. Obergeschoss den Druckgurt bildet. Zusammen mit den seitlichen Abschlusswänden bilden sie einen rechteckigen Hohlkasten. Die rund 60 cm dicke Bodenplatte weist für die Zug-

yard above the ground, the first and the second floors.

Together with a monolithic ground slab, slabs and concrete walls, the basement floors create a rigid box in which the horizontal stiffening access cores are clamped.

In situ bored piles transfer concentrated loads on the cores and main columns into the bedrock, which also prevents unusual subsidence of the subgrade due to doline formation in karstified gipskeuper. Secondary columns that only transfer basement floor loads and are not required for the overall stability of the building, are shallow founded with strip footings.

Transfer structures

The central wing stretches 35 m across the atrium and absorbs the loads of the overlying eight floors. Its floor slab acts as a tension flange, while the slab over the 4th floor creates the compression flange. Together with the lateral end walls, they create a hollow rectangular box. The approx. 60 cm thick ground slab exhibits strong centric longitudinal prestressing for the tension flange effect. In the transverse

Bauherr/Owner
Bau- und Umweltschutzdirektion Kanton Basel-Landschaft, vertreten durch das/represented by the Hochbauamt, Basel-Landschaft
Bauausführung/Contractor
HRS Real Estate AG
Architekt/Architect
pool Architekten Zürich
Projektingenieur/Project engineer
Schnetzer Puskas Ingenieure AG
Gesamtleitung/Overall management
Perolini Baumanagement AG
Landschaftsarchitektur/Landscape architect
Schweingruber Zulauf

Fertigstellung/Completion
Sommer 2018

Fig. 4
Ansicht des Lehrgerüsts des Mitteltrakts und der um 45° geneigeten Anschlussbewehrung.
View of the falsework for the central wing and the 45° inclined connecting reinforcement.
(© Martin Stollenwerk)

direction, a parabolic prestress is inserted, in addition, in the ground and the slab due to slab stress at a span of 14 m. The central wing rests with two corners each on columns and on the north and south cores. Due to the considerable shear loads of the side walls, a 45° inclined reinforcement is inserted, which merges continuously into the adjacent core walls. A force introduction detail made of steel was developed around the area of the columns, which transfers the forces through shear connectors and welded reinforcement bars to the solid steel cores of the column.
Due to the clamping between the cores, the ground slab of the central wing could not be directly connected monolithically to the adjoining slabs, as is the case in a normal construction process. This would inevitably have resulted in concentrated cracks in the support areas due to contraction from prestressing, cooling down after the setting process and shrinkage. In order to avoid these adverse influences, the ground slab of the central wing on the 4th floor had to be concreted and prestressed in advance, while

gurtwirkung eine kräftige zentrische Längsvorspannung auf. In Querrichtung ist aufgrund der Plattenbeanspruchung bei einer Spannweite von 14 m im Boden und in der Decke zusätzlich eine parabelförmige Vorspannung eingelegt. Der Mitteltrakt liegt mit je zwei Eckpunkten auf Stützen respektive den Kernen Nord und Süd auf. Aufgrund der grossen Querkraftbeanspruchung der Seitenwände ist eine um 45° geneigte Bewehrung eingelegt, die kontinuierlich in die angrenzenden Kernwände übergeht. Im Bereich der Stützen wurde ein Krafteinleitungsdetail aus Stahl entwickelt, das die Kräfte über Kopfbolzendübel und angeschweisste Bewehrungseisen auf den Vollstahlkern der Stütze abträgt.
Aufgrund der Einspannung zwischen den Kernen konnte die Bodenplatte des Mitteltrakts nicht dem üblichen Bauablauf entsprechend direkt monolithisch mit den angrenzenden Decken verbunden werden. Dies hätte infolge der Kontraktionen durch die Vorspannung, des Abkühlens nach dem Abbindeprozess und der Schwindverkürzungen zwangsläufig zu konzentrierten Rissen in

detached from the cores and columns. After that, the connections to the core walls and the adjacent storey slabs were carried out. An impressive, free-standing falsework was erected in the

Fig. 5
Krafteinleitungsdetail im 2. Untergeschoss der Hauptstützen.
Force introduction detail in the 2nd basement floor of the main columns.
(© Martin Stollenwerk)

Fig. 6
Fertige Rippendeckenuntersicht.
View of finished ribbed slab from below.
(© Martin Stollenwerk)

Fig. 7
Lehrgerüst der vorgespannten Treppen im Atrium der FHNW.
Falsework for pretensioned staircases in the atrium of the FHNW.
(© Martin Stollenwerk)

den Auflagerbereichen geführt. Um diese ungünstigen Einflüsse zu vermeiden, musste die Bodenplatte des Mitteltrakts im 4. Obergeschoss losgelöst von den Kernen

courtyard, to enable this unusual construction process to be carried out. It was designed so that it could completely remove the support floor and the two overlying

und Stützen vorgängig betoniert und vorgespannt werden. Danach konnten die Anschlüsse an die Kernwände und angrenzenden Geschossdecken erstellt werden. Um diesen ungewöhnlichen Bauablauf zu ermöglichen, wurde im Innenhof ein imposantes, freistehendes Lehrgerüst aufgebaut. Dieses wurde so ausgelegt, dass es das Abfanggeschoss und zwei darüberliegende Geschosse komplett abtragen konnte, bevor es selber abgesenkt und entfernt wurde.

Rippendecken

Aufgrund des hohen Installationsgrads der Räume der FHNW und des Anspruchs an flexible Raumgestaltung musste ein Deckensystem gefunden werden, das sowohl möglichst grosse, stützenfreie Räume schafft als auch genügend Möglichkeiten für die Haustechnikinstallationen bietet. Als optimales System wurden im Spannbettverfahren vorgespannte Rippendecken eruiert. Gegenüber Flachdecken sind diese deutlich leichter, was sich positiv auf die Dimensionierung der Deckenkonstruktion, aber auch auf die gesamte vertikale Lastabtragung bis zur Pfahlfundation auswirkt. Eine koordinierte Anordnung von Aussparungen ermöglichte das Queren von Haustechnikleitungen innerhalb der Rippen, was ein Optimum an Raumhöhe ergab. Ein weiterer positiver Aspekt dieses Deckensystems war ein effizienter Bauablauf dank einer Rollbewehrung für die oberen Bewehrungslagen des Deckenspiegels. Die Rippen wurden im Elementwerk mit 8 Litzen ($P_{0,tot}$ = 1000 kN) im Spannbettverfahren erstellt und auf die Baustelle geliefert. Nach dem Versetzen wurden diese mit den angrenzenden Randunterzügen und dem Überbeton monolithisch ausbetoniert. Die Rippenplatten wurden so dimensioniert, dass sich durch die Überhöhung infolge der Vorspannung und dem zusätzlichen Gewicht des Überbetons im Bauzustand keine Durchbiegung ergab und keine Spriessung erforderlich war.

upper floors before it was lowered and removed itself.

Ribbed slabs

Due to the high level of installation required for the rooms at the FHNW and the demand for flexible room design, a slab system had to be found that allowed for the creation of rooms that are as large as possible and also column-free, and that provided sufficient possibilities for the building services installations. It was decided that the ideal system involved ribbed slabs prestressed in a prestressing bed procedure. Compared with flat slabs, they are considerably lighter, which has a positive effect on the dimensioning of the slab construction and also on the overall vertical load transfer to the pile foundation. The coordinated arrangement of recesses made it possible to cross building services lines within the ribs, which resulted in an optimum room height. Another positive aspect of this slab system was the efficient progress in construction thanks to a roller reinforcement for the upper reinforcement layers of the reflected ceiling plan. The ribs were manufactured at the precast factory with 8 strands ($P_{0,tot}$ = 1000 kN) in a prestressing bed procedure and delivered to the construction site. Once they were set, they were monolithically concreted to the adjacent edge beams and covered with the concrete overlay. The ribbed plates were dimensioned in such a way that there was no deflection resulting from elevation due to prestressing and the additional weight of the concrete overlay in the state of construction, and therefore no stay bracing was required.

Prestressed staircases

Another striking feature of the campus is the six staircases in the atrium that provide access to the public spaces at the university. They stretch for up to 24 m over the atrium. The strong flanges with parabolic pretension are connected to each other and stabilised by way of the slender treads. In order to minimise deflections in the staircase supports on the cantilevered gallery slabs, balustrades made from in-situ concrete were planned for the gallery corridors. Due to the high standard of quality required for the staircases, the treads were prefabricated and sanded in the factory. The flanges were formed on site using falseworks, and the prefabricated treads were placed in the formwork and concreted into the flanges.

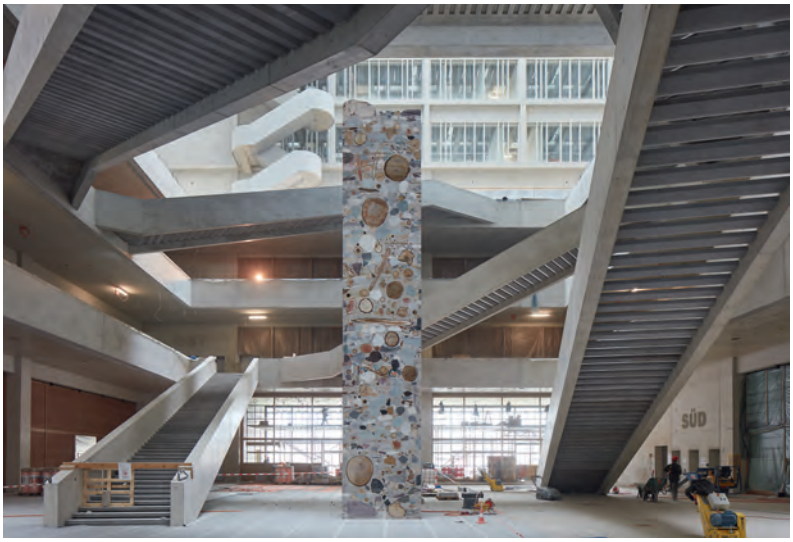


Fig. 8
«Nougat (wie tief ist die Zeit?)» von Katja Schenker im Atrium der FHNW.
"Nougat (how deep is time?)" by Katja Schenker in the atrium of the FHNW.
(© Martin Stollenwerk)

Vorgespannte Treppen

Ein ebenfalls markantes Element des Campus bilden die sechs Treppen im Atrium, die die öffentlichen Räume der Fachhochschule erschliessen. Sie spannen bis zu 24 m weit über das Atrium. Die kräftigen Wangen mit einer parabelförmigen Vorspannung werden durch die filigranen Tritte miteinander verbunden und stabilisiert. Um die Durchbiegungen bei den Treppenauflagern auf den auskragenden Galeriedecken zu minimieren, wurden bei den Galerieumgängen Brüstungen in Ortbeton vorgesehen. Aufgrund der hohen Anforderungen an die Qualität der Treppen wurden die Tritte vorgefertigt und im Werk geschliffen. Die Wangen wurden mit Lehrgerüsten vor Ort geschalt, die vorgefertigten Tritte in die Schalung versetzt und in die Wangen einbetoniert.

Nougat – Kunst am Bau

In in der Mitte des Atriums thront zudem das Werk «Nougat (wie tief ist die Zeit?)» der Künstlerin Katja Schenker, ein 10,5 m hoher Monolith mit einer 2 x 2 m messenden quadratischen Grundfläche.

Nougat – art in architecture

At the centre of the atrium stands the sculpture "Nougat (how deep is time?)" by the artist Katja Schenker, a 10.5 m high monolith with a 2 x 2 m square base.

Autoren/Authors

Stefan Bänziger
dipl. Ing. ETH
s.baenziger@schnetzerpuskas.com

Timothy Hafen
dipl. Ing. ETH
t.hafen@schnetzerpuskas.com

Schnetzer Puskas Ingenieure AG
CH-8003 Zürich

Fernwärmezentrale Waldau, St. Gallen
Waldau district heating centre, St. Gallen

Hans Seelhofer

Einleitung

Das Fernwärmenetz der Stadt St. Gallen versorgt mehr als 11 000 Wohnungen und Betriebe mit Wärmeenergie zu Heizzwecken. Im Rahmen der Energiestrategie 2050 der Stadt St. Gallen ist ein wesentlicher Ausbau des Fernwärmenetzes geplant. Im Zuge der Ausbauphase 1 wurde die Fernwärmezentrale Waldau errichtet, die als Unterstation für die Verteilung der Heizenergie aus dem Kehrrichtheizkraftwerk dient.

Neben den Netzpumpen beherbergt die Fernwärmezentrale insbesondere zwei mit Heizöl betriebene Spitzenlastheizkessel mit je 16 MW Leistung, ein Tanklager für 450 000 l Öl sowie einen 150 000 l fassenden Warmwasserspeicher, um den Not- und Spitzenbedarf des Fernwärmevebunds zu decken. Zwei Querraster der Halle werden ausserdem für die Lagerung von bis zu 600 t Tausalz für den Strassenwinterdienst des Tiefbauamts der Stadt St. Gallen genutzt.

Gesamtkonzeption

Das Projekt, das beim Studienauftrag nach Präqualifikation den Zuschlag erhalten hatte, basiert auf einem Systembaukonzept, das von den St. Galler Stadtwerken an verschiedenen Standorten und für unterschiedliche Nutzungen eingesetzt werden kann. Das Hallentragwerk mit längsseitig erweiterbarem Grundraster von 6 mal 6 Metern ermöglicht den Stadtwerken in unterschiedlichen städtischen Situationen einen eigenständigen und wiedererkennbaren baulichen Auftritt.

Die Primärtragstruktur ist aus hochfesten vorfabrizierten Betonelementen gefertigt, was bei den Ausfachungen je nach Nutzung Gestaltungsspielraum offenlässt. Um die Schallschutzanforderungen der im Siedlungsraum platzierten

Introduction

The district heating network of the city of St. Gallen provides thermal energy for heating to over 11,000 apartments and businesses. A significant extension of the district heating network is under way as part of the "Energy Strategy 2050" of the city of St. Gallen. Extension Phase 1 consists of the construction of the Waldau district heating centre, which serves as a substation for the distribution of the thermal energy generated in the waste-to-energy plant. To meet emergency and peak demands, the district heating centre houses not only the heat pumps but also two 16-MW fuel-oil-powered peak load boilers, a 450,000-litre oil depot, and a 150,000-litre hot-water tank. Two sections of the hall are used to store up to 600 t of deicing salt for the winter road services of the St. Galler Stadtwerke (Civil Engineering Department of St. Gallen).

Global concept

This project, which was chosen based on a study contract after prequalification, is based on a modular construction concept, which can be applied by St. Galler Stadtwerke at various locations and for a variety of uses. The hall construction, which consists of a modular grid of 6 by 6 metres and can be extended lengthwise, allows the St. Galler Stadtwerke to achieve a distinct and recognizable architectural look at various locations in the city.

The primary load-bearing structure consists of prefabricated high-strength concrete elements, which can offer a flexible design of the infill walls, depending on the intended use. In order to meet the noise protection requirements of the facility, which is located in a residential area, the infill walls of this construction were made of

Anlage zu erfüllen, wurden die Ausfachungen in der vorliegenden Konfiguration in Massivbauweise gewählt, wobei hierfür Mischabbruch-Recyclingbeton in Sichtbetonbauweise eingesetzt wurde. Die Nachbearbeitung der Aussenfassade und der Treppenhalle durch Stocken machte den Recyclingbeton zudem als solchen sichtbar. Nachhaltige Energieproduktion und ressourcenschonender Umgang mit dem Baumaterial Beton erhalten damit ihren angemessenen Ausdruck im innerstädtischen Kontext. Die Shedaufbauten des Systems bringen nordseitig Licht in die Gebäudestruktur und sind südseitig auf solare Energiegewinnung ausgerichtet.

Tragwerk

Das Tragwerk der Fernwärmezentrale Waldau setzt sich im Wesentlichen aus dem Untergeschoss in Ortbetonbauweise und einem aufgesetzten Hallenkörper, bestehend aus vorfabrizierten Betonelementen mit Ortbetonwandausfachungen, zusammen [1].

Für die Treppen, die Unterkonstruktion der Wetterschutzhülle der beiden Kamine sowie für eine Podestkonstruktion und eine Galerie zur Gewährleistung des Zugangs zu den technischen Installationen werden Tragwerkselemente in Stahlbauweise eingesetzt.

Tragskelett

Das Hallentragwerk weist im Grundriss ein Quadratraster mit Sprungmass 6 m auf, wobei in Längsrichtung 8 und in Querrichtung 3 Rastereinheiten angeordnet sind. Das Primärtragskelett der Halle besteht aus vorfabrizierten Betonelementen der Festigkeitsklasse C 50/60. In Querrichtung angeordnete Zweigelenkrahmen bilden die Haupttragele-

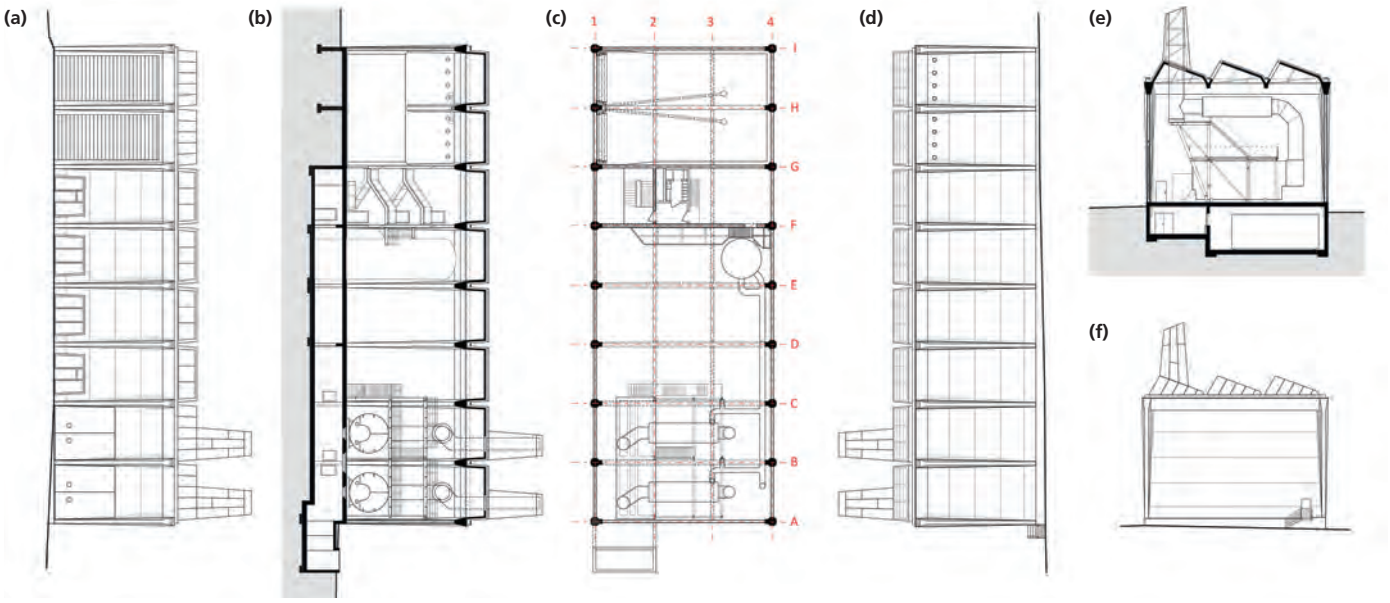


Fig. 1
Übersicht: a) Ansicht Nordseite, b) Längsschnitt, c) Grundriss 2. OG, d) Ansicht Südseite, e) Querschnitt, f) Ansicht Westseite.
Overview: a) view from the north, b) longitudinal section, c) plan view of the second floor, d) view from the south, e) cross-section, f) view from the west.
(© Thomas K. Keller Architekten)

exposed concrete containing demolition waste aggregate. The post-treatment (bush hammering) of the façade and the staircase emphasizes the recycled nature of the concrete. Sustainable energy production and the resource-saving use of the building material of concrete are thus suitably expressed in an innercity context. The shed roof elements of the system allow daylight to enter the structure from the north, while

mente der Halle. Deren Rahmenriegel weisen einen trapezförmigen, sich nach unten von 0,85 m auf 0,40 m Breite verjüngenden Querschnitt von 1,20 m Höhe auf. Die Stützenquerschnitte wurden affin zur Biegebeanspruchung von der Rahmenecke ausgehend bis zum Fuss auf einen quadratischen Querschnitt mit Seitenlänge 0,40 m verjüngt. Die Riegel und Stiele der Querrahmen bilden vorfabrizierte Betonelemente mit

the south-facing surfaces are used to produce solar energy.

Load-bearing structure

The Waldau district heating centre consists of a basement made of in-situ concrete, and the hall, which is comprised of prefabricated concrete elements and in-situ concrete infill walls [1].
Structural steel elements were used for the stairs, the sub-construction of the weather protec-

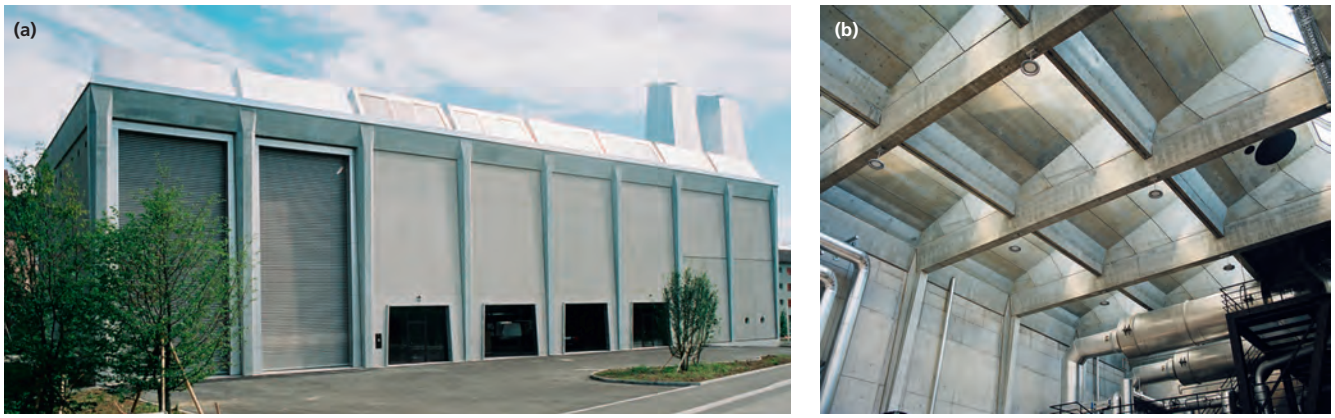


Fig. 2
a) Nordfassade, b) Innenansicht des Sheddachtragwerks.
a) Northern façade, b) interior view of the shed roof structure.
(Fotos Katalin Deér)

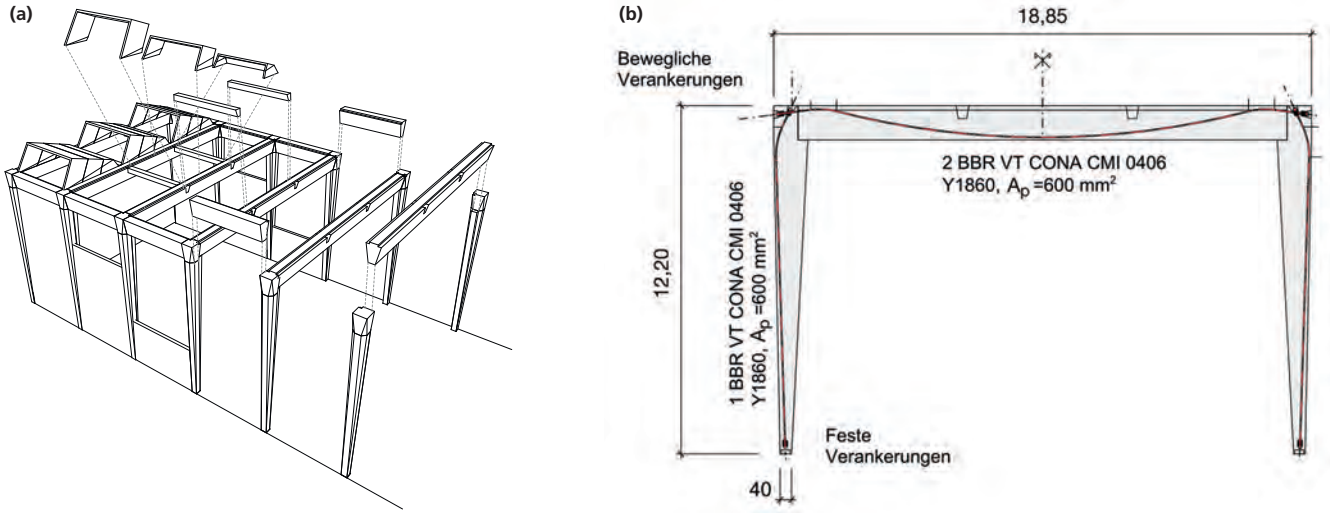


Fig. 3
a) Übersicht Hallentragwerk (Perspektive), b) Querrahmen: Übersicht und Spannkabelführung.
a) Overview of the hall structure (perspective), b) transverse frame: overview and post-tension cable geometry.

transportfähigen Abmessungen. Sie sind unmittelbar neben dem Rahmenknoten beim Übergang zum Riegel gefügt. Das Querrahmentragwerk wurde mit einer Vorspannung mit nachträglichem Verbund versehen. Vier Litzen aus Spannstahl Y1860 mit je 150 mm² Querschnittsfläche bilden das Vorspannkabel der Stützen, dessen Verlauf sich an der Biegebeanspruchung des Rahmens orientiert. Die Rahmenriegel wiederum sind mit zwei Spannkabeln des gleichen Typs versehen, wobei die Litzen bei den Riegeln nach dem Versetzen der Elemente nachträglich eingestossen und vorgespannt wurden.
Entlang des Dachrands wurden in Längsrichtung schlaff bewehrte Trägerelemente mit identischem Querschnitt wie die Querrahmenriegel eingefügt, die in Verbindung mit den Stützen Längsrahmen mit Fussgelenk bilden und so das Tragskelett des räumlichen Rahmentragwerks komplettieren.
In den Drittelspunkten der Querrahmen angeordnete Längsträger spannen die quadratischen Dachrasterfelder mit Seitenlängen von 6,0 m auf.

Ausfachung

Die Ausfachungen des Haupttragskeletts bilden Ortbetonwände

tion envelopes of the two chimneys, a platform construction, and a gallery affording access to the technical installations.

Load-bearing framework

The layout of the hall construction consists of a grid of 6-metre squares, with eight units in the longitudinal direction and three units in the transverse direction. The primary load-bearing structure of the hall is composed of prefabricated concrete elements (strength class C 50/60). The principal load-bearing elements of the hall are transverse two-hinged portal frames. The trapezoidal cross-section of the frame rafters is 1.20 m high and between 0.85 m (top) and 0.40 m (bottom) wide. In keeping with the bending moment curve, the side length of the square column cross-section decreases to 0.40 m at the bottom of the portal frame. The portal frame rafters and columns consist of prefabricated concrete elements that are easy to transport. They are connected to each other right next to the knee joints at either end of the beams. The frames were post-tensioned using bonded steel tendons. Four strands of prestressing steel Y1860 with a cross-section area of 150 mm² were used for the post-tensioning of the columns. The tendon geo-

Bauherrschaft/Owner
St. Galler Stadtwerke
Architektur/Architect
Thomas K. Keller Architekten, St. Gallen
Tragwerksplanung/ Structural engineering
Dr. Lüchinger+Meyer Bauingenieure AG, Zürich
Bauunternehmung/Contractor
Bruderer Bau AG, St. Gallen
Elementbau/Prefabricated elements
Element AG, Veltheim

Fertigstellung/Completion
Frühling 2017

aus Mischabbruch-Recyclingbeton (RC-M-Beton), die im Regelbereich 0,25 m dick ausgeführt wurden. Damit die Recyclingbetonzuschläge erkennbar sind und optisch eine Differenzierung vom Haupttragskelett resultiert, wurden die aussenseitigen Wandoberflächen nachträglich gestockt. Die Zusammensetzung des RC-M-Betons wurde anhand von Vorversuchen festgelegt, anlässlich derer neben den mechanischen Festbetoneigenschaften und dem Erscheinungsbild der gestockten Betonoberflächen insbesondere auch die Verarbeitbarkeit untersucht wurde.
Der derart evaluierte Beton der Festigkeitsklasse C30/37 mit

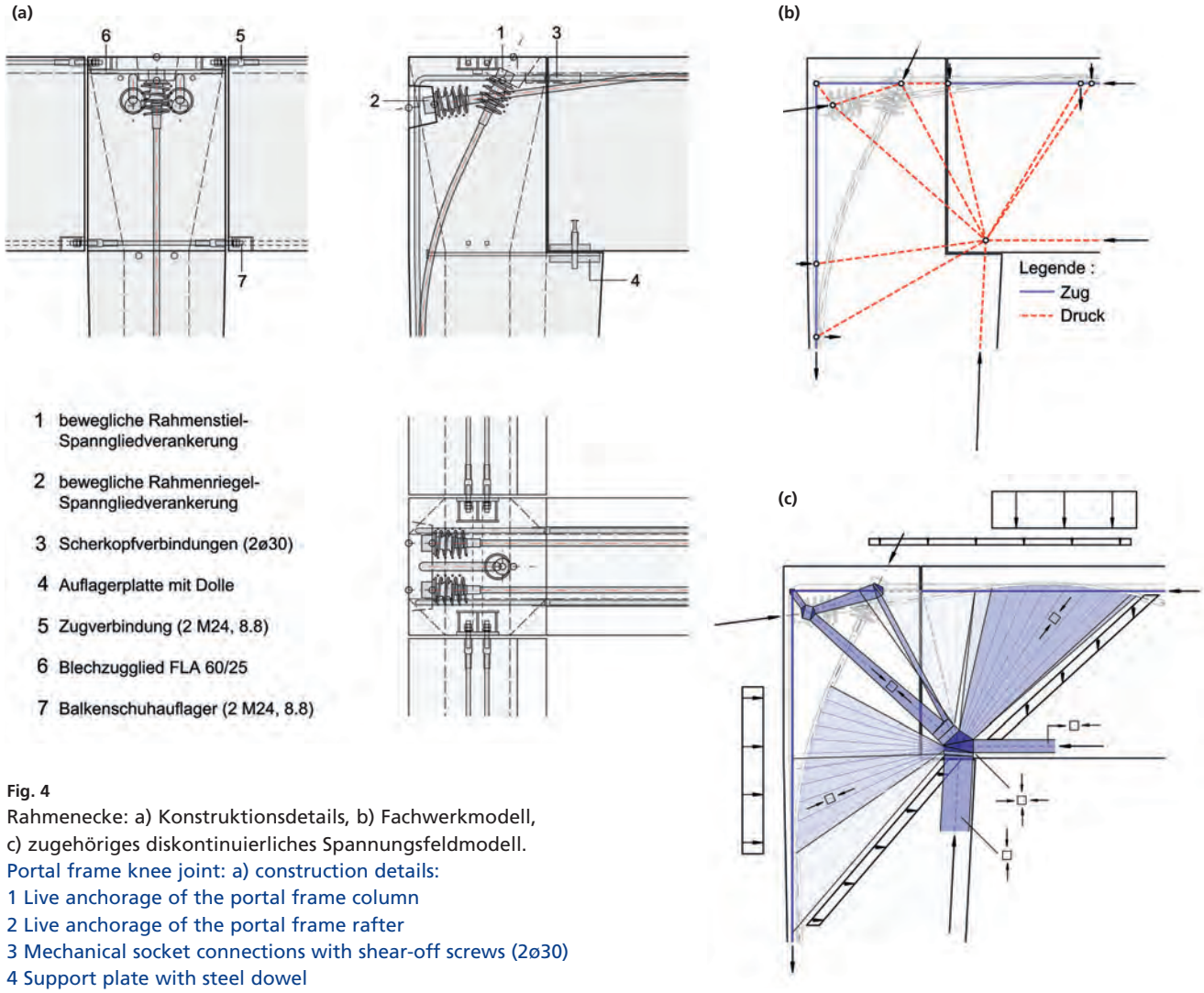


Fig. 4
Rahmenecke: a) Konstruktionsdetails, b) Fachwerkmodell, c) zugehöriges diskontinuierliches Spannungsfeldmodell.
Portal frame knee joint: a) construction details:
1 Live anchorage of the portal frame column
2 Live anchorage of the portal frame rafter
3 Mechanical socket connections with shear-off screws (2ø30)
4 Support plate with steel dowel
5 Tension joint (2 M24, 8.8)
6 Flat steel tensile element FLA 60/25
7 Joist hanger support (2 M24, 8.8)
b) truss model, c) corresponding discontinuous stress field model.

metry corresponds to the bending moment curve of the frame. The rafters were post-tensioned with two tendons of the same type, which were inserted and stressed after the elements had been assembled.
Longitudinal reinforced concrete beams with the same cross-section as the portal frame rafters were inserted along the edge of the roof. Together with the portal frame columns they form longitudinal portal frames with hinges at the bottom of the columns and thus complete the load-bearing framework of the structure. Longitudinal beams at third points of the transverse frames delimit the roof grid squares (edge length 6.0 m).

einem Grösstkorn von 16 mm enthielt schliesslich 50% gewaschene und fraktionierte Mischabbruchzuschläge. Im Bereich der beiden letzten Querraster (Achsen G bis I) wurden die Ausfachungen in die Bodenplatte eingespannt ausgebildet und bis auf eine Höhe von 3,60 m mit einer Dicke von 0,40 m ausgeführt, um die Horizontalkräfte der Streusalzschüttung abzutragen.
Um die Dauerhaftigkeit der gestockten und der Witterung ausgesetzten Aussenflächen der Ausfachungen zu gewährleisten, wurde neben einer erhöhten Bewehrungsüberdeckung bei den äusseren beiden Bewehrungslagen verzinkter Betonstahl ver-

Infill

The infill walls between the load-bearing frames are made of in-situ concrete containing demolition waste aggregate. The infill walls generally have a thickness of 0.25 m. In order to render the demolition waste aggregate more visible and to distinguish the infill walls from the main load-bearing structure, the exterior wall surfaces were bush-hammered. The required concrete composition was determined in preliminary tests, which were further used to investigate the mechanical properties of the hardened concrete, the appearance of the bush-hammered surfaces, and the workability of the fresh concrete.

Fig. 5
Aufrichten des Betonrahmentragwerks.
Erection of the load-bearing concrete structure.
(Foto Katalin Deér)

wendet; ferner wurde eine Hydrophobierung appliziert.
Im Bereich des Salzlagers sind Ausfachungen und Bodenplatte mit einer flächigen Abdichtung versehen.

Betontore
Um die beiden Heizkessel einbringen und nach Erreichen der Nutzungsdauer austauschen zu können, wurde die Ortbetonausfachung zwischen den Achsen A und C (vgl. Fig. 1) mit je einer Einbringöffnung versehen, die mit rund 6 m hohen Doppelflügel-Betontoren mit einer variablen Wanddicke von 0,18 bis 0,30 m verschlossen werden kann.

Sheddach
Die quadratischen Dachfelder werden von shedartig gestalteten Dachfaltwerken überspannt, die sich im Grundriss je nach Exposition der Halle jeweils um 90° gedreht einsetzen lassen.
Die sich rund 2,1 m über die Rahmenriegelebene erhebenden Dachsheds setzen sich aus jeweils drei vorfabrizierten Betonelementen mit einer Wandstärke

The ultimately used concrete (strength class C 30/37; maximum aggregate size 16 mm) contained 50% washed and fractionated demolition waste aggregate. In the area of the last two transverse grid lines (axes G to I), the infill walls are attached to the floor plate by a fixed connection. The walls are 0.40 m thick up to a height of 3.60 m in order to resist the horizontal loads due to the stored deicing salt.
To ensure sufficient durability of the bush-hammered exterior surfaces of the infill walls, which are exposed to the weather, the concrete cover was increased, galvanized reinforcing steel was used for the two outermost reinforcement layers, and an additional hydrophobic layer was applied.
A waterproofing layer was applied to the infill walls and floor surfaces in the deicing salt storage area.

Concrete doors
To permit the installation of the two boilers and their replacement at the end of their service lives, two service openings were in-

von 150 mm zusammen, die bei den Fugen über Stahleinlegeteile schubfest zu einer Faltwerkstruktur gefügt sind. Im Bereich der beiden Kamine wurden die Sheds mit einer kreisrunden Öffnung versehen und für den Abtrag der Kaminhüllenreaktionen mit einer Verstärkungsrippe ausgestattet.

Ausgewählte Konstruktionsdetails

Die einzelnen vorfabrizierten Elemente der Querrahmen sind in den Ecken vorwiegend über die Vorspannung zu Rahmen gefügt. Ausserdem wurden zur unmittelbaren Verbindung und Lagesicherung der Teile auf der Biegezugseite Bewehrungsstäbe über Scherkopfverbindungen verbunden.
Insgesamt resultieren trotz der geometrischen Aufweitung des Querschnitts sehr knappe Platzverhältnisse, die eine detaillierte räumlich-konstruktive Abstim-

Referenzen/References
[1] H. Seelhofer: Fernwärmezentrale Waldau, St. Gallen, Beton- und Stahlbetonbau, 113. Jg., H. 5, 2018, pp. 401–407.

serted in the concrete infill walls between axes A and C (Fig. 1). The openings can be closed with 6 m high concrete double doors with thicknesses between 0.18 m and 0.30 m.

Shed roof

The roof-grid squares are straddled by shed roof-like folded structures. Depending on the orientation of the hall, the shed roof elements can be aligned with the long or short side of the hall.

The shed roof elements, which extend approximately 2.1 m above the portal frame rafters, are composed of three 150 mm thick prefabricated concrete elements. Steel inserts are used to create shear connections between the elements of the folded structure. Circular openings were installed in the roof elements in the areas around the two chimneys. Reinforcing ribs were added to assist in the transfer of the reactions of the chimney structure.

Selected construction details

The individual prefabricated elements comprising the transverse frames are held together at the knee joints by the post-tensioning forces. To connect the elements and hold them in place during assembly, the reinforcing bars on the flexural tension side of the frames were joined with mechanical socket connections with shear-off screws.

Despite the wider cross-section at the top of the column the available space was very limited and required a detailed spatial-constructive coordination of the post-tensioning anchorages, steel elements, and reinforcement. The force flow in the knee joint of the frame can be seen in the truss model in Fig. 4b and in the corresponding discontinuous stress field of the governing load case in Fig. 4c. Fig. 4a shows the design of the connections at the knee joint corresponding to the models. The load transfer across the butt joints of the longitudinal beams is achieved by using steel dowel connections.

mung der Vorspannverankerungen, Stahlbauteile und Bewehrung erforderten. Der Kraftfluss in der Rahmenecke ist anhand des Fachwerkmodells in Fig. 4b bzw. des zugehörigen diskontinuierlichen Spannungsfelds des massgebenden Lastfalls in Fig. 4c ersichtlich. Fig. 4a zeigt die mit der Modellierung korrespondierende konstruktive Ausgestaltung der Verbindungen im Knotenbereich. Der Kraftübertrag über die stumpf gestalteten Längsträgerstösse wurde mit balkenschuhartig ausgebildeten Stahleinbauteilen bewerkstelligt.

Die Ortbetonausfachungen sind über Rückbiegeanschlüsse seitlich und oben mit dem Haupttragskelett verbunden. Um insbesondere den Abtrag von Anprallasten über die Rahmenstiele in die Untergeschossdecke zu gewährleisten, sind diese am Fuss mit Schubdübeln, bestehend aus 80 mm dicken VKT-Stahlprofilen, ausgestattet, die in kurze, anschliessend mit Vergussmörtel verfüllte Köcher versetzt wurden.

Ausführung

Der Bauablauf war von einer engen Koordination der Baumeisterarbeiten mit den gleichzeitig durchgeführten Installationen der grossen Technikkomponenten geprägt.

Die Ortbetonausfachungen wurden vertikal jeweils in 3 Etappen ausgeführt. Bei der obersten Etappe reichte die Ausfachungswand bis unmittelbar an die bereits versetzten Betonträger des Haupttragskeletts. Hierbei wurde der Beton über einen Schalungskeil seitlich eingebracht, während für das Verdichten mit der Rüttelflasche vertikale Futterrohre in die Betonträger eingelegt wurden.

Um bei den Betontoren möglichst ein den Ausfachungen identisches Erscheinungsbild zu erhalten, wurden die rund 8,5 t schweren Betontorflügel ausserhalb des Bauwerks in steheder Position mit gleicher horizontaler Arbeitsfugenlage wie die übrigen Ausfachungen erstellt und nachträglich eingehoben.

Rebend connections are used to connect the in-situ concrete infill walls to the load-bearing structure. In order to allow the portal frame columns to transfer impact loads to the basement floor, they are equipped with shear connectors. These consist of 80-mm square steel dowels inserted into subsequently grouted steel shoes.

Construction

Construction was characterized by close coordination between the building works and the simultaneously executed installation of the large technology components. The concrete infill walls were constructed vertically in three stages. At the final stage the infill walls reached the concrete beams of the previously assembled load-bearing structure. The concrete was poured laterally through a formwork wedge, and vertical pipes were inserted in the concrete beams to allow for the use of a vibrator.

To achieve an appearance of the concrete doors nearly identical to that of the infill walls, the 8.5-t door wings were constructed vertically outside the building, and the horizontal construction joints were positioned at the same height as those of the infill walls. The doors were installed subsequently.

Autor/Author

Hans Seelhofer
Dr. sc. techn., dipl. Bau-Ing. ETH SIA
Dr. Lüchinger+Meyer
Bauingenieure AG
CH-8005 Zürich
hse@luechingermeyer.ch

Centro scolastico Nosedo – Massagno (TI)
School centre Nosedo – Massagno (TI)

Franco Lurati, Livio Muttoni, Mario Passerini, Aurelio Muttoni

Introduzione

Obiettivo del progetto sono il risanamento e l'ampliamento della scuola elementare edificata negli anni '60 dall'architetto Finzi e la nuova costruzione di una doppia palestra e di una mensa. Le aree pubbliche e sportive del complesso scolastico si adagiano su diversi piani orizzontali in continuità con l'ambiente circostante.

La nuova palestra doppia è scavata nel terreno e da esso sorge e si erge esprimendosi in un'architettura grezza a sottolineare la sua appartenenza al suolo che la genera. La copertura della stessa è accessibile al pubblico ed i sedimi così riorganizzati trasformano il territorio in spazi pubblici in relazione con l'abitato.

Nell'ambito del risanamento, le strutture esistenti sono mantenute integralmente adeguando ed ampliando gli spazi alle moderne esigenze tecniche, energetiche e pedagogiche.

Secondo gli interessi della presente pubblicazione l'articolo è focalizzato sulle strutture in calcestruzzo armato della nuova palestra doppia e della mensa.

Introduction

The project objectives are the renovation and extension of the elementary school, built in 1960s by the architect Finzi, along with the construction of a new double gymnasium and cafeteria. The public and sporting areas of the school complex are laid out on various horizontal levels, keeping in line with the surrounding environment.

The new double gymnasium is dug into the ground, rising up and standing out with its rough architecture, highlighting its connection to the ground that created it. The gymnasium roof is accessible to the public, and the restructured complex transforms the area into public spaces connected to the community.

Regarding the renovation, the existing structures are completely

Considerazioni strutturali

Le strutture portanti della nuova palestra e della mensa sono state realizzate in calcestruzzo armato e calcestruzzo armato precompresso.

La soletta di copertura della palestra presenta una struttura portante composta di travi in calcestruzzo armato precompresso con altezza pari a 1,25 m ed una soletta di completamento in calcestruzzo armato di 0,15 m di spessore. Le travi, di spessore pari a 0,25 m rispettivamente 0,40 m in corri-

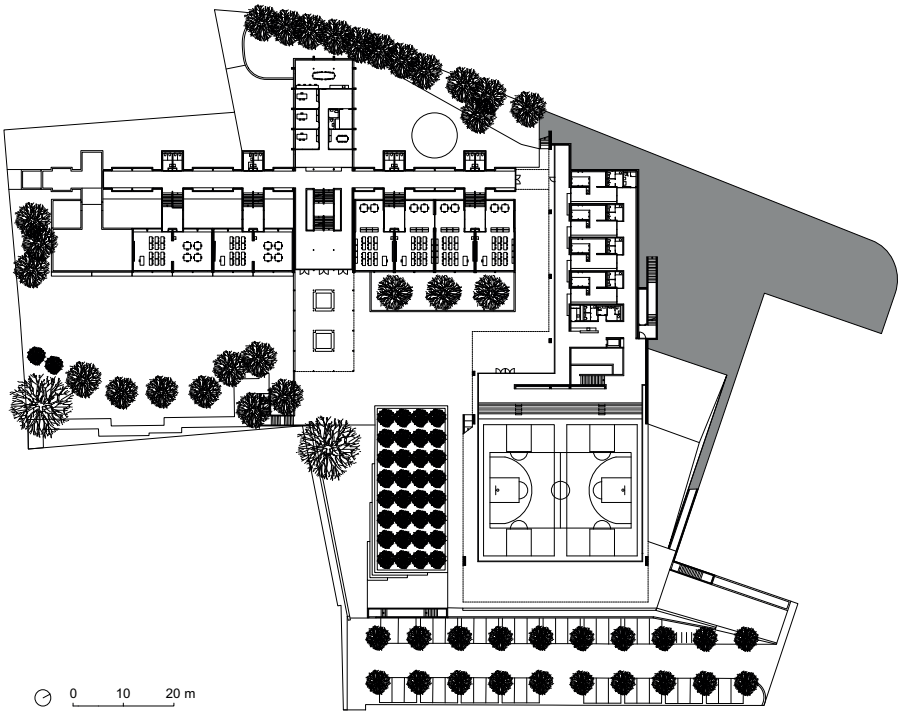


Fig. 1
Pianta piano terreno del complesso scolastico.
Situation of the ground floor of the school complex.

Fig. 2
Facciata Sud.
South façade.
(© Daniela Droz & Tonatiuh Ambrosetti)

maintained, the spaces adapted and enlarged to modern technical, energy and educational needs.
In the interest of this publication, the article focuses on the reinforced concrete structures of the new double gymnasium and cafeteria.

Structural considerations

The structures of the new gymnasium and cafeteria have been built using reinforced concrete and prestressed reinforced concrete.
The gymnasium's roof slab is composed of prestressed reinforced concrete beams with a height of 1.25 m, along with a 0.15 m thick completion slab made of reinforced concrete. With a thickness equal to 0.25 m or 0.40 m, in correspondence with the prestressing cable anchors, the beams are arranged with a central space of 2.20 m and rest on the peripheral walls of the gymnasium. The prestressing of the beams consists of two cables of 12 strands with 150 mm^2 each and compensates for the stress of permanent loads (partial prestressing). At both ends of the slab there are box sec-

spondenza degli ancoraggi dei cavi di precompressione, sono disposte con interasse di 2,20 m ed appoggiano sulle pareti perimetrali della palestra. La precompressione delle travi è costituita da due cavi di 12 trefoli da 150 mm^2 cadauno e compensa le sollecitazioni dei carichi permanenti (precompressione parziale). Alle due estremità la soletta presenta una sezione a cassone. La facciata Est è priva di appoggi e presenta una grande apertura vetrata.
Le pareti di appoggio longitudinali Sud e Nord sono caratterizzate da grandi aperture triangolari. Anche in questa parte d'opera sono presenti due cavi di precompressione di 7 trefoli da 150 mm^2 cadauno. In corrispondenza della facciata longitudinale Sud, la scala esterna di accesso alla copertura determina una discontinuità strutturale. In pianta questa facciata presenta infatti due assi paralleli uniti dal prolungamento delle travi trasversali.
Agli appoggi delle facciate Sud e Nord la spinta orizzontale generata dall'azione ad arco delle pareti è ripresa da tiranti precompressi costituiti da due cavi di 7

tions. The East façade has no supporting beams and presents a large glass opening.
The North and South longitudinal supporting walls feature large triangular openings. Also, to construct these, there are two cables of 7 strands with 150 mm^2 each. In correspondence with the longitudinal South façade, the external staircase with access to the roof creates a structural discontinuity. On the plans, this façade is presented with two parallel axes connected by the extension of the transverse beams.
For the supports of the South and North façades, the horizontal pressures generated by the arched walls are absorbed by the prestressed tendons made of two cables of 7 strands with150 mm^2 on the North side and one cable of 12 strands with 150 mm^2 on the South side, the latter positioned eccentrically and in line with the axis of the external façade.
The main body of the gym, and it's equipment rooms, is partially underground. The foundations are shallow and are made of reinforced concrete slabs with local reinforcements to correspond

Fig. 3
Facciata Est e Nord.
North and east façades.
(© Daniela Droz & Tonatiuh Ambrosetti)

trefoli da 150 mm^2 sul lato Nord, rispettivamente un cavo di 12 trefoli da 150 mm^2 a Sud, quest'ultimo posizionato in modo eccentrico in corrispondenza dell'asse di facciata esterno.
Il corpo della palestra con i relativi locali tecnici è parzialmente interrato. Le fondazioni sono di tipo superficiale caratterizzate da platee in calcestruzzo armato con rinforzi locali in corrispondenza di carichi importanti. Le fondazioni sono inserite nel substrato roccioso. La platea degli spogliatoi, situata ad una quota superiore, è invece fondata su materiale morenico. In corrispondenza della platea della doppia palestra la sottospinta indotta dalle acque di infiltrazione è ripresa mediante micropali.

with concentrated loads. The foundations are laid on the bedrock. However, the ground slab of the changing rooms, situated at a higher level, is laid on moraine material. Corresponding with the foundation slabs of the double gym, uplift caused by water infiltration is absorbed by micropiles.
The horizontal forces due to wind and earthquake are absorbed both by the walls, at various levels, and by the slabs. Both the walls and the slabs, although rigid, allow forces to be distributed to the various resistant elements.

Construction and structural detailing

The realisation of the gymnasium roof is strongly influenced by the aesthetic requirements of exposed

Le forze orizzontali dovute al vento e al sisma sono riprese dalle pareti presenti sui diversi livelli e dalle solette. Queste, rigide nel proprio piano, permettono la distribuzione degli sforzi sui diversi elementi resistenti.

Costruzione e dettagli costruttivi

La realizzazione della copertura della palestra è fortemente influenzata dai requisiti estetici del calcestruzzo faccia a vista, privo di giunti di lavoro e nicchie di tesatura dei cavi di precompressione.
Nella messa in opera la soletta di copertura è stata gettata prima delle pareti perimetrali. La centina della soletta di copertura è stata pertanto eseguita in modo da poter sostenere il carico ripartito

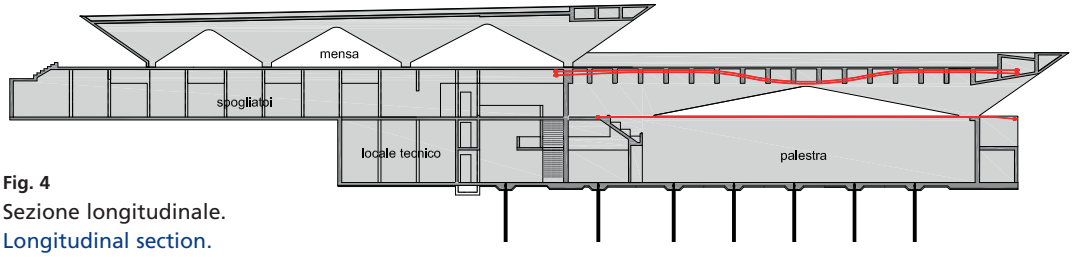


Fig. 4
Sezione longitudinale.
Longitudinal section.

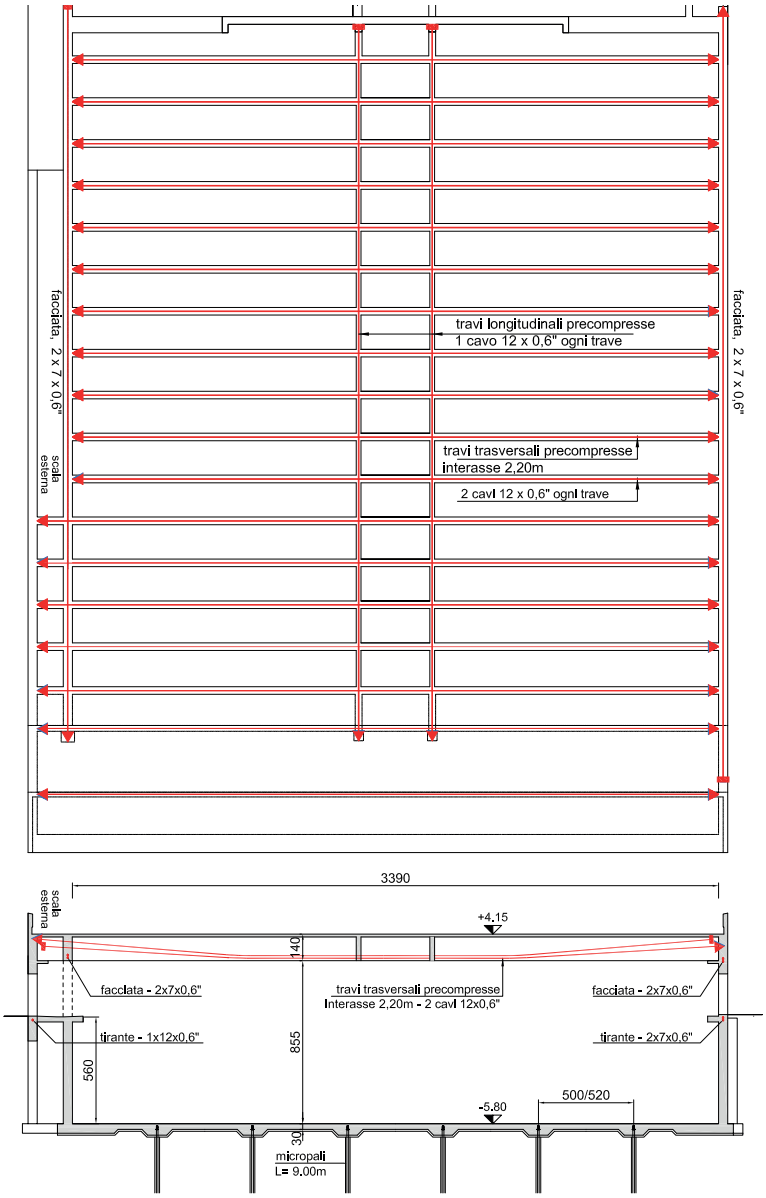


Fig. 5
Soletta di copertura, pianta e sezione.
Roof slab: situation and section.

Fig. 6
Dettaglio facciata Sud.
Detail of the south façade.
(© Daniela Droz & Tonatiuh Ambrosetti)

Fig. 7
Facciata Sud ed Est.
North and east façades.

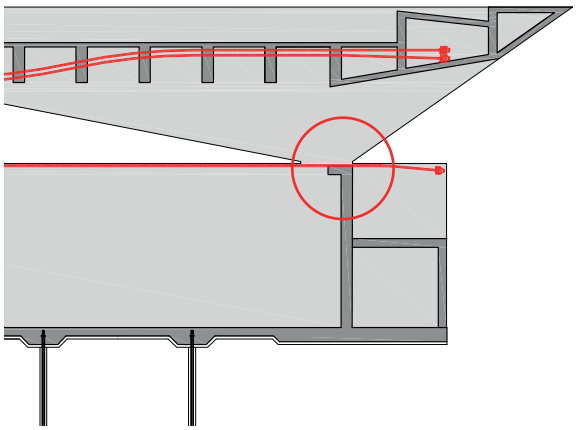


Fig. 8
Appoggio delle facciate Sud e Nord.
Supports of the south and north façades.

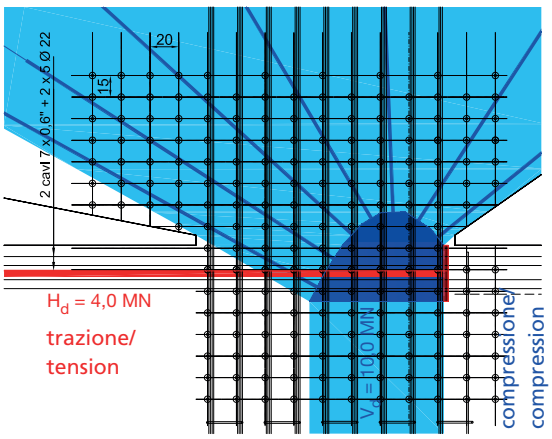


Fig. 9
Dettaglio appoggio facciate.
Detail of the façade support.

del calcestruzzo durante il getto della copertura e debitamente rinforzata alle estremità delle travi in modo da sostenere i carichi concentrati delle stesse dopo la tesatura dei cavi di precompressione. La soletta di copertura è stata realizzata con un unico getto così come le facciate perimetrali (porzione fuori terra).
Le strutture interrate, in particolare platea ed elevazioni della palestra, dei locali tecnici e degli spogliatoi sono state eseguite con il sistema della «vasca bianca» così da assicurarne l'impermeabilità.
Particolare attenzione è stata infine rivolta alle zone di appoggio delle facciate Sud e Nord sollecitate da sforzi assiali importanti e alla distribuzione di quest'ultimi nelle pareti sottostanti, irrigidite localmente da contrafforti verticali. Agli appoggi la sollecitazione assiale raggiunge uno sforzo di ca. 11 MN e presenta un'inclinazione di circa 22° (sforzo verticale ca. 10 MN, sforzo orizzontale ca. 4 MN).

concrete, without construction joints and visible recesses for the prestressing cables.
During construction, the roof slab was laid before the erection of the perimeter walls. The falsework of the roof slab has been constructed in order to support the distributed weight of the concrete while pouring the roof and has been suitably reinforced at the edges of the prestressed beams to support the concentrated weight after the installation of the prestressing cables. The roof slab has been casted in one single stage, as has been done with the perimeter façades (the sections above ground).
The underground structures, in particular the foundations and elevations of the gymnasium, equipment rooms and changing rooms, have been designed in line with a "white-tank" system to ensure waterproofing.
Particular attention has been paid to the supporting areas of the South and North faces, which are subjected to major axial forces, and to the distribution of such forces into the underlying walls, locally reinforced by vertical struts. The axial pressure on the supports reaches a force of ca. 11 MN and presents a tilt of almost 22° (vertical force ca. 10 MN, horizontal force ca. 4 MN).

Committente/Owner
Comune di Massagno
Architetti/Architects
CDL Durisch Nolli Giraudi Radczuweit
Ingegnere civile/Civil engineer
Lurati Muttoni Partner SA

Realizzazione/Realisation
2011–2017
Costo dell'opera/Cost of the work
ca. 33 mio CHF (risanamento scuole elementari e nuova palestra)
ca. CHF 33 million (elementary school renovation and new gymnasium)

Autori/Authors

Franco Lurati
Ing. dipl. ETHZ

Livio Muttoni
Ing. dipl. SUPSI

Mario Passerini
Ing. dipl. SUPSI

Aurelio Muttoni
Prof. Dr ès techn., ing. dipl. ETHZ

Lurati Muttoni Partner SA
CH-6850 Mendrisio
info@lmpartner.ch

Dreifach-Kindergarten mit öffentlicher Tiefgarage in Würenlingen
Triple kindergarten featuring a public underground garage in Würenlingen

Christoph Reichen, Andrea Molinari

Fig. 1
a) Nahaufnahme des Kindergartens, b) Sicht auf den Gebäudekörper mit dem identitätsstiftenden Walmdach.
a) Close-up of the kindergarten, b) view of the building with its characteristic hip roof.

Einleitung

Die grösste Herausforderung der im Wettbewerb gestellten Aufgabe bestand darin, einen Dreifach-Kindergarten und eine öffentliche Tiefgarage so anzuordnen, dass möglichst viel Fläche für einen Aussenraum freigehalten und den Kindern ein angemessener Garten geboten werden kann. Dies liess sich nur erreichen, indem der Kindergarten auf der kompakten Grundfläche der geforderten Tiefgarage organisiert wurde.

Den stark variierenden strukturellen Anforderungen der beiden Nutzungen (Kindergarten und Tiefgarage) wurde mit dem Entscheid Rechnung getragen, über dem konventionellen Tiefgaragenraster den Kindergarten als Hallentragwerk auszubilden. Vorgespannte Ortbetonträger, die quer über die 18 m breite Garage spannen, liegen auf den inneren Fassadenscheiben des Kindergartens auf, die wiederum auf den Mauern der Tiefgarage stehen (Fig. 3, 4).

Introduction

The biggest challenge of the competition brief consisted of arranging a triple kindergarten and a public underground garage in such a way that the area for an outdoor space could be maximized which in turn would provide the children with a suitable garden. This could only be achieved by placing the kindergarten over the compact footprint of the proposed underground garage.

The vastly varying structural requirements for both services (kindergarten and underground garage) were accommodated by the decision to design the kindergarten as a hall structure above the conventional underground garage grid. Prestressed cast-in-place concrete beams that span the entire 18 m width of the underground garage are set on the inner load-bearing walls of the kindergarten (Fig. 3, 4).

The shape and height of the beams is dictated primarily by the hip roof, i.e. by the outer appearance of the kindergarten, which

Die Form und Höhe der Träger ist in erster Linie durch das Walmdach, also die äussere Erscheinung des im Dorfkern von Würenlingen situierten Kindergartens bestimmt (Fig. 1). Im Innenraum akzentuieren die Träger die drei Kindergartengruppen und erlauben durch grosse, kreisförmige Öffnungen Bezüge zwischen diesen (Fig. 3b, 7).

Die sich zum Himmeldach entwickelnde Betondecke ist zwischen den Trägern eingehängt und erinnert an ein Zelt. Die Symbolik des Zelts wird auf spielerische Art und Weise auf die Fassade übertragen, deren Oberfläche mithilfe standardisierter Matrizen als ein vorhangartiges, textiles Relief in Ortbeton ausgebildet ist. Darauf beruht auch der bereits im Wettbewerb verwendete Name «Zelthaus» für das Projekt (Fig. 1a).

Konzept des Tragwerks

Allgemein

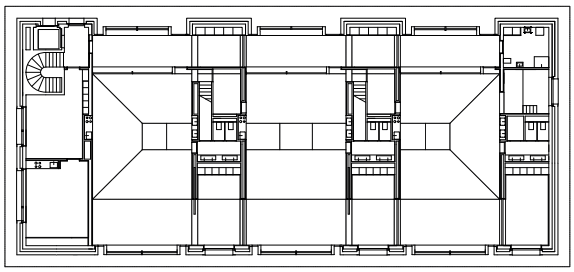
Das Tragkonzept des Dreifach-Kindergartens sieht offene, flexible Räume ohne statisch aktivier-

Fig. 2
Innenraum im Rohbau mit reiner Tragstruktur.
Interior in shell construction with load-bearing structure.

is located in the town centre of Würenlingen (Fig. 1). Inside, the beams, each with a large circular opening, accentuate the three kindergarten units and allow them to relate to one another (Fig. 3b, 7).
The skyroof-styled concrete slab is hinged between the beams and reminds one of a tent. The symbolism of the tent is playfully passed on to the facade which is cast as a curtain-like, textile relief in cast-in-place concrete with the help of standardized molds. Hence, the name of the project, which was already used during the competition: "Tent House" (Fig. 1a).

te Innenwände vor (Fig. 2). Dies wird ermöglicht, indem eine Betondecke in vier trapezförmige und zwei rechteckige, vorgespannte Betonträger eingehängt wird, die auf der inneren, tragenden Schicht einer zweischaligen Aussenwand aus Beton lasten. Zugleich sind die vorgespannten Träger in das räumliche Konzept integriert, indem sie als raumtrennende Elemente fungieren und die Kindergarteneinheiten voneinander abgrenzen.
Sämtliche Bestandteile der Tragstruktur der Tiefgarage sowie des darüberliegenden Kindergartens sind in Ortbeton erstellt worden.

(a)



20 m

(b)

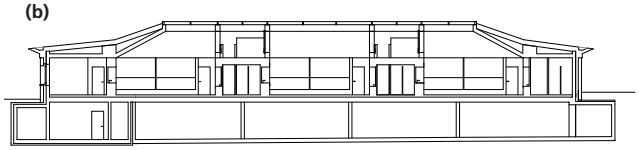


Fig. 3
a) Erdgeschossgrundriss, b) Längsschnitt.
a) Ground floor plan, b) longitudinal section.

Structural concept

General

The structural concept of the triple kindergarten stipulates open, flexible spaces without structurally activated interior walls (Fig. 2). This is rendered possible by fitting a concrete slab into four trapezoidal and two rectangular, prestressed concrete beams which rest on the inner, load-bearing wall of a double-leaf external concrete wall. At the same time, the prestressed beams are integrated into the spatial concept by functioning as partitions and separating the three kindergarten units from one another.
All elements of the structure of the underground garage and the overlying kindergarten were crafted with cast-in-place concrete. The load-bearing, monolithic concrete structure in the rooms of the kindergarten is left visible and the formwork pattern as well as the associated shocks of the formwork panels are carefully planned and coordinated. Inside, the visible concrete surfaces are complemented with non-load bearing timber walls and fixtures.

Execution and prestressig of the beams

Complete prestressing of the beams was necessary to prevent the creation of cracks and considerable deflection. Therefore, tensile stress inside the concrete was reduced to a minimum. The trapezoidal shape of the four middle beams and the complete prestressing, however, required a beam width to be aligned with the beam geometry as well as a bending reinforcement from the upper to the lower edge of the beam, located as required. An

Bauherrschaft/Owner
Gemeinde Würenlingen
Architekt/Architect
MKCR Architekten, Zürich
Ingenieur/Engineer
Caprez Ingenieure, Zürich
Bauleitung/Site management
Schneider Spannagel Architekten AG, Döttingen
Unternehmer/Contractor
Erne AG Bauunternehmung, Laufenburg

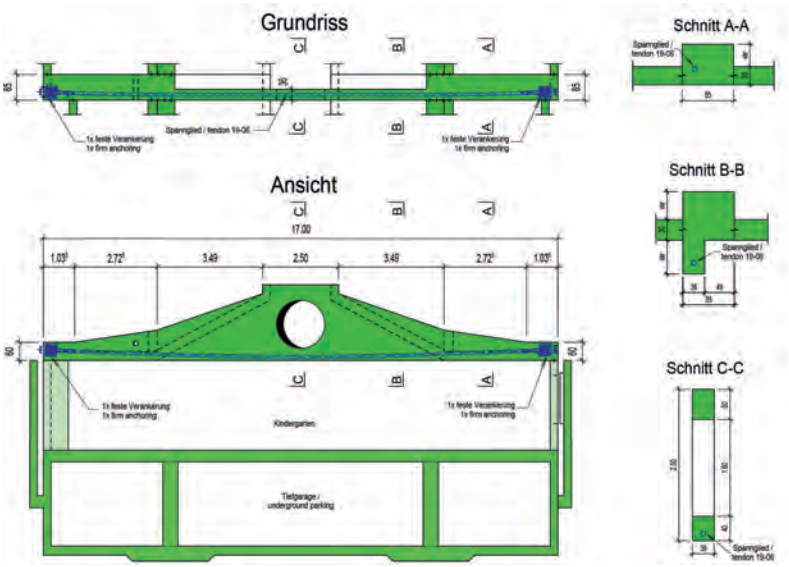


Fig. 4
Schnitt durch den Träger, der die nicht miteinander zu vereinenden Strukturen bzw. Raster von Tiefgarage und Kindergarten zusammenführt.
Section of the beam that brings together structures or grids of the underground garage and the kindergarten that do not correspond.

Fig. 5
Innenraum des Kindergartens mit den in Leichtbau ausgeführten nichttragenden Holzständerwänden.
Interior of the kindergarten with lightweight-design, non-loadbearing timber stud partitions.

In den Kindergartenräumen wird die tragende, monolithische Betonstruktur sichtbar belassen, und das Schalungsbild und die entsprechenden Stösse der Schaltafeln sind sorgfältig geplant und koordiniert. Die sichtbaren Betonoberflächen werden im Innern mit nichttragenden Holzwänden und Einbauten ergänzt.

Ausführung und Vorspannung Träger

Um einer Rissbildung und grösseren Durchbiegungen entgegenzuwirken, wurde eine volle Vorspannung der Träger notwendig. Zugspannungen im Beton wurden somit auf ein Minimum reduziert. Die trapezförmige Form der vier mittleren Träger und die volle Vorspannung bedingen jedoch eine auf die Trägergeometrie abgestimmte Trägerbreite sowie eine sich je nach Lage verschiebende Biegebewehrung vom oberen zum unteren Rand des Trägers. Auf eine Verbreiterung des Trägers über die gesamte Länge wurde verzichtet, um den Raum zwischen den einzelnen Trägern so gross wie möglich zu gestalten. Der komplexe, sich verändernde Querschnitt des Trägers erforderte eine intensive Zusammenarbeit mit dem Baumeister in der Planung und Ausführung.

Die Höhe der zwei rechteckigen Träger an den Rändern liegt bei nur gerade 1,00 m, die sich im Bereich des Auflagers bis auf 60 cm verringert. Die Vorspannung der Randträger wurde so ausgelegt, dass sich die Durchbiegungen aller Träger im gleichen Bereich bewegen, um Lastumlagerungen infolge differenzieller Durchbiegungen der Träger zu verhindern. Mit Kabeln aus bis zu 18 Litzen fielen die Spannköpfe gross aus und führten zu engen Platzverhältnissen in den Auflagepunkten. Durch den hohen Vorspannungsgrad entstanden in den Verankerungsbereichen zudem Druckspannungen, die einen Beton der Festigkeitsklasse C40/50 erforderten. Da es sich bei dem Objekt um einen Sichtbetonbau handelt, wurde das gesamte Dach mit demselben Beton ausgeführt, um allfällige Farbunterschiede zwischen Decke und Trägern zu reduzieren. Damit die an den Beton gestellten Anforderungen eingehalten und überprüft werden konnten, wurden laufend die Würfeldruckfestigkeiten geprüft.

increase in width of the beam along the entire length was foregone, in order to maximise the space between the individual beams. The complex and changing cross-section of the beam called for close collaboration with the master builder both during planning and execution.

The height of the two rectangular beams at the edge is a mere 1.00 m and in the vicinity of the support it narrows to 60 cm. The prestressing of the edge-beams was chosen such that the deflection of all beams is within the same range, in order to prevent load redistribution caused by differential deflection.

With cables with up to 18 strands, the clamping chucks turned out accordingly large which in turn led to reduced space at support points. The high level of prestressing created compression stress around the mounting area which required concrete strength class C40/50. Since this is an exposed concrete building, we decided to complete the entire roof with the same concrete in order to reduce possible differences in colour between the roof slab and the beams. There were ongoing tests

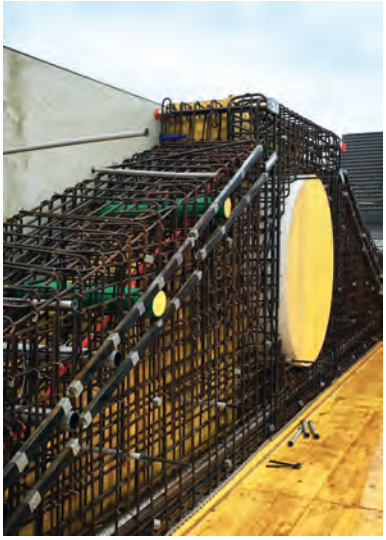


Fig. 6
Bewehrung Träger.
Reinforcement of the beam.

Fig. 7
Zwei Träger bilden jeweils eine Spielnische zwischen zwei Kindergartenabteilungen und erlauben mit ihren Öffnungen Blickbezüge zwischen diesen.
Two beams create a play niche between the kindergarten units, allowing for a visual reference between them through the openings.

of the cube compression strength to ensure that the requirements of the concrete were met and tested. Additionally, the beams were only prestressed after the hardening of the last roof slab, in order to reduce stress redistribution caused by subsequent loads on the beams.

Facade

Planning

The outer, structurally non-bearing exposed concrete wall with its waved, textile surface represented quite a challenge during planning because we sought an efficient implementation, from both a construction and an economic point of view. To reach a good and pleasant outcome it was important for the civil engineer, the architect and the master builder to collaborate closely and assist each other throughout every phase.

The apparent continuous and vivid curtain-like relief is based on a basic module of 1.00 m, which is divided into five segments which vary in width. The irregularity of these widths enabled a standardized mold module to react to the varying lengths of the facade. In addition to the twelve 1.00 m long standard molds, we manufactured individual mold segments from the same formwork, which were put together at the final stage according to the remaining length (Fig. 8).

To be able to guarantee as precise a transition as possible between the pedestal and the waved facade, the two elements were cast together in the same stage. To this end, the molds were merely put on a conventional formwork panel (Fig. 9). An overhang on the pedestal protrudes from the rear-thickness of the mold, a remnant from the construction process. The conscious use of two formwork elements, mold and formwork panel, and their difference in surface texture are meant to evoke a rupture, despite being constructed at the same time, and illustrate the artistic element of the pedestal.

Due to the dimensions of the facade it has to withstand temperature expansions of up to 10 mm, which was scrutinized more closely using the tension chord model. The basis for the calculations is a shrinkage-proof wall where the horizontally required reinforcement is purposely weakened at select places in order to cause the formation of cracks at those spots. Dilatation joints in the corners reduce the tension in the concrete.

Zudem wurden die Träger erst nach dem Aushärten der letzten Decke vorgespannt, um Spannungsumlagerungen infolge nachträglicher Belastungen der Träger zu vermindern.

Fassade

Planung

Die äussere, statisch nicht belastete Sichtbetonschale mit ihrer wellenförmigen, textilen Oberfläche stellte bei der Planung eine grosse Herausforderung dar, da sowohl baulich als auch wirtschaftlich eine effiziente Umsetzung angestrebt wurde. Eine enge Zusammenarbeit zwischen Bauingenieur, Architekt und Baumeister in sämtlichen Phasen war wichtig für ein gutes und erfreuliches Ergebnis.

Das scheinbar durchgehende und lebendige, vorhangartige Relief basiert auf einem Grundmodul von 1,00 m, das in fünf, in der Breite variierende Segmente unterteilt ist. Die Unregelmässigkeit der Segmentbreiten ermöglichte es, mit einem standardisierten Matrizenmodul auf die unterschiedlichen Längen der Fassaden zu reagieren. Zu den zwölf 1 m langen Standardmatrizen wurden aus der gleichen Schalung der Standardmatrizen zusätzlich einzelne Matrizensegmente erstellt, die jeweils an den Etappenenden

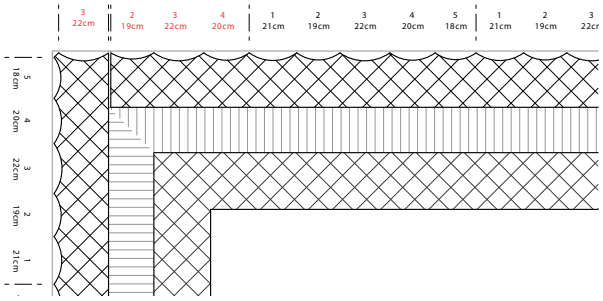


Fig. 8
Ausschnitt Matrizenplan mit einer Ausnahme am Etappenende.
Section of mold plan with one exception at the end of a stage.

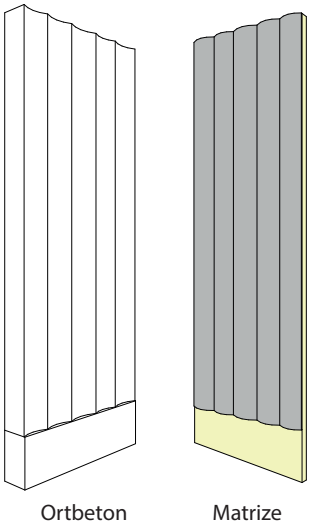


Fig. 9
Axonometrie der Standartmatrize auf Schaltafel mit Überstand für den Sockelanschluss.
Axonometric section showing standard mold on formwork panel with overhang for connection to pedestal.

entsprechend den Restlängen zusammengesetzt wurden (Fig. 8).
Um einen möglichst präzisen Übergang zwischen Sockel und gewellter Fassade gewährleisten zu können, wurden die beiden Bauteile miteinander vergossen. Dazu wurden die Matrizen lediglich auf eine konventionelle Schaltafel aufgebracht (Fig. 9). Aus der Rückenstärke der Matrize ergibt sich ein Überstand des gebauten Sockels, der als Artefakt aus dem Bauprozess erhalten bleibt. Die bewusste Verwendung zweier Schalungselemente, Matrize und Schaltafel, soll trotz der baulichen Gleichzeitigkeit mit ihren unterschiedlichen Oberflächen einen Bruch bewirken und so das gestalterische Element des Sockels veranschaulichen.
Aufgrund ihrer Dimension muss die Fassade mit Temperaturausdehnungen von bis zu 10 mm umgehen können, was anhand des Zuggurtmodells genauer untersucht wurde. Grundlage für die Berechnung stellte eine schwindbehinderte Wand dar, wobei die horizontal erforderliche Bewehrung an bestimmten Orten bewusst geschwächt wurde, um die Rissbildung an diesen Orten hervorzurufen. Dilatationsfugen in den Ecken verringern die Spannungen im Beton.

Execution

The stringent requirements for the exposed concrete (exposed concrete class 3) and the complicated, elaborate shape of the facade elements lead to the resolution to first create the non-bearing facade before the load-bearing, inner wall of the double-leaf construction. This allowed for the double-faced formwork for the outer skin, in a way that the reinforcement as well as the distance brackets for the reinforcement cover were not shifted and the sought after quality of the visible surfaces was achieved. Subsequently, the interior wall with its glossy surface was concreted with a single-sided formwork to the facade.
All binding holes were filled after the fact with a mortar whose colour was calibrated with the colour of the concrete such that, for example, an allocation of the formwork binders could be dispensed with.

Ausführung

Die hohen Anforderungen an den Sichtbeton (Sichtbetonklasse 3) und die komplizierte, kunstvolle Form der Fassadenelemente führten zu dem Entschluss, die nichttragende Fassade vor der tragenden, inneren Schicht der zweischaligen Konstruktion zu erstellen. Dies ermöglichte ein doppelhäuptiges Schalen der äusseren Haut, sodass die Bewehrung sowie die Abstandshalter für die Bewehrungsüberdeckung nicht verschoben wurden und sich die angestrebte Qualität der sichtbar bleibenden Oberflächen erreichen liess. Danach wurde die Innenwand mit ihrer glatten Oberfläche einhäuptig an die Fassade betoniert.
Sämtliche Bindelöcher wurden im Nachhinein mit einem farblich auf den Beton abgestimmten Mörtel verfüllt, sodass auf eine Einteilung der Schalungsbinder verzichtet werden konnte.

Autoren/Authors

Christoph Reichen
MSc ETH Architekt
MKCR Architekten
CH-8045 Zürich
cr@mkcr.ch

Andrea Molinari
BSc Bauing. FHO
Caprez Ingenieure AG
CH-8036 Zürich
a.molinari@caprez-ing.ch

Brücken und Ingenieurbau

Ponts et génie civil

Bridges and Civil Engineering

Troisième pont sur le Bosphore – un chef d'œuvre d'ingénierie structurale

Third Bosphorus bridge – a masterpiece of sculptural engineering

Jean-Francois Klein, Michel Virlogeux, Thierry Delémont, Vincent de Ville de Goyet

Cahier des charges

Pressentant que cet ouvrage allait devenir un symbole, les autorités ont exprimé leurs attentes esthétiques, en plus de leurs exigences de fonctionnalité de l'ouvrage. Les principales exigences du cahier des charges ont été les suivante s:

Requirements

As it was clear from the beginning that the bridge would become an important symbol, the authorities stressed their interest in seeing an appropriate aesthetic consideration, albeit that this is somewhat

- En considérant la largeur de navigation et les conditions bathymétriques locales, la portée minimale de l'ouvrage devait être de 1275 m.
- Le pont devait supporter 2 x 4 voies d'autoroute en plus de 2 voies de chemin de fer et 2 trottoirs pour l'accessibilité et la maintenance.
- L'ouvrage devait être un pont suspendu.
- L'esthétique de l'ouvrage serait un critère de jugement essentiel et la ligne architecturale des deux ponts existants sur le Bosphore devait être respectée.
- Le pont devait être construit en 36 mois, après 6 mois de préparation.

Conception

Répondre à l'ensemble de ces exigences avec une structure à la fois efficace et élégante a représenté un gros défi à relever dans un délai extrêmement court. Nous avons déployé toute notre créativité pour concevoir une structure à la fois plaisante et élégante, qui répondrait au niveau d'exigence requis par ce nouveau symbole. Le résultat est une pure œuvre d'art en ingénierie structurale.

Le point de départ a bien évidemment été d'étudier l'architecture des deux premiers ponts sur le Bosphore et de mesurer l'impact des charges ferroviaires sur un ouvrage d'une telle portée.

Le design des deux premiers ponts a été choisi, lors de leur construction, pour son élégance. Ils sont directement inspirés du pont sur la Severn, dont la construction s'est achevée peu avant la construction du premier pont, et qui révolutionna la conception des ponts suspendus par l'utilisation d'un tablier orthotrope aérodynamique.

Fig. 1
Premier pont sur le Bosphore (1973) – Istanbul, une des premières applications des tabliers minces.
First Bosphorus bridge (1973) – Istanbul, an early application of streamlined box girder.

Fig. 2
Impact architectural de la solution classique d'un tablier à deux étages.
Architectural impact of the double deck classical suspension bridge solution.
(© ZENsan)

subjective, in parallel with meeting the functional requirements for the structure.
The main requirements were:

- In response to the necessary safety width for the navigation channel and the local bathymetric configuration, the minimum required span was specified as 1,275 m.
- The bridge had to carry 2 x 4 lanes of roadway in addition to 2 railway tracks and 2 sidewalks for accessibility and maintenance.
- The bridge had to be a suspension bridge.
- Aesthetic qualities were considered to be essential in the assessment of the proposals and the new bridge should acknowledge the architecture of the two existing bridges crossing the Bosphorus.
- The bridge had to be completed within a period of 36 months, following 6 months of preparation.

Les deux premiers ponts sont ainsi remarquables par la finesse de leur tablier qui enjambe le détroit sous la forme d'un trait fin (Fig. 1). Ces considérations nous ont inspiré pour éliminer d'entrée une solution de pont haubané (par ailleurs exclue par le cahier des charges) et développer notre projet de pont suspendu avec pour objectif l'utilisation d'un tablier mince avec toutes les circulations sur un seul niveau. Il nous fallait cependant encore prendre en compte les incidences des charges ferroviaires, élément critique pour un ouvrage d'une telle portée.
Il n'existe que très peu de ponts suspendus ferroviaires de par le monde. Dans ces ouvrages, l'importante rigidité nécessaire a été systématiquement obtenue au moyen de tabliers à deux niveaux, composés de treillis de grande hauteur (12–15 m), très éloignés de l'élégance des deux premiers ponts sur le Bosphore (Fig. 2).
Un pont suspendu classique, avec son tablier relativement flexible, n'est pas adapté aux charges ferroviaires: lorsque le train se situe environ au quart de la portée, les câbles principaux se déplacent vers le bas au droit de la charge et vers le haut du côté opposé, ce qui induit d'importantes déflections du tablier, incompatibles avec les exigences opérationnelles du trafic ferroviaire.

Conceptual design

Combining all these requirements in an elegant and efficient structure was an incredible challenge to be completed within an extremely short competition time. We used all our creative and innovative spirit to produce the best, most pleasant and elegant design, of a quality at the level required by this new and important symbol. The result is a pure sculptural engineering artwork.
The starting point was, of course, to consider and study the architecture of the two existing bridges and to measure the impact of the heavy train loads on such a long span structure.
The designs of the two existing bridges were selected at the time of their construction for their elegance. They were directly inspired by the design of the Severn suspension bridge, which was a revolution in the design of suspension bridges, incorporating a streamlined, orthotropic box girder for the deck, and was completed shortly before the first Bosphorus Bridge was constructed.

Fig. 3
Troisième pont sur le Bosphore: un pont suspendu à haute rigidité.
Third Bosphorus bridge: a highly rigid suspension bridge.

Pour résoudre ce problème tout en conservant un tablier mince, nous avons cherché la rigidité nécessaire dans le système de câblerie, plutôt que dans le tablier, en ajoutant des câbles de rigidification proches des mâts (Fig. 3). Cette idée n'est pas nouvelle et a été développée dans les années 1870 par John Roebling lors de la conception du pont ferroviaire de Niagara, avec un tablier en bois à deux étages, trop souple pour résister seul. Cette solution a ensuite été utilisée plusieurs fois, en particulier pour le pont de Brooklyn ou d'autres ponts plus petits aux États-Unis, en France, au Royaume Uni ou plus récemment en Chine avec un tablier en béton très élancé.
La conception s'est poursuivie par le dessin des mâts aux formes dynamiques et élégantes, exempts de toutes traverses intermédiaires sur leur hauteur (Fig. 4). La section triangulaire et l'inclinaison des jambes procurent une impression de stabilité et de force, malgré leur élancement.
L'inclinaison des jambes a été choisie de manière à placer le plan vertical des câbles de suspension et des suspentes entre la route et le rail. Ceci permet d'obtenir une vue latérale complètement dégagée dans toute la zone centrale pour les automobilistes, transformant la traversée du détroit en une expérience spectaculaire.
L'ancrage latéral des haubans en travée centrale et entre la route et le rail en travées de rives met en scène la traversée du détroit. La lumière naturelle du site jouera en permanence avec les effets produits par les lignes géométriques des haubans (Fig. 5).
C'est ainsi, pour faire simple, que nous avons développé ce concept exceptionnel. Pour notre part, nous avons découvert au cours des études un nouveau type de pont, très différent d'un pont suspendu classique ou d'un pur pont haubané.

Both bridges are remarkable for their extremely slender deck overcrossing the strait in the shape of a simple narrow line (Fig. 1).
This was our main inspiration and motivation to immediately discard a cable-stayed solution (by the way, prohibited by the requirements) and to develop our project as a suspension bridge with the objective to go for a streamlined, slender box girder with a single level for both traffics. But we had to face the consequences of the heavy train loads which is a critical point for such a long span bridge.
In fact, there are very few long span railway suspension bridges throughout the world. In those bridges, the extremely high demand for rigidity has been systematically achieved by designing double decked trusses, which are very high (12–15 m) and visually heavy (Fig. 2), far from the elegance of the existing Bosphorus bridges.
However, a classical suspension bridge with a rather flexible deck is not adapted to the heavy and concentrated train loads: when the train is at about quarter span, the suspension cables move down

Géométrie générale, dimensions principales

Pendant le concours, nous avons proposé à l'entreprise d'augmenter la portée de l'ouvrage à 1408 m, afin de positionner les mâts sur les rives et ainsi mieux s'adapter aux conditions locales: pas d'impact sur la navigation, pas de risque de pollution pendant la con-

Fig. 4
Forme pure et dynamique des mâts.
Dynamic and pure shapes for the tower legs.

under the load and up on the opposite side, with a limited efficiency producing large deflections, not compatible with the train's operational requirements.
To solve this problem and remain with a streamlined box girder, we looked for an additional global stiffness in the cable system instead of the girder, which was achieved by adding stiffening cables close to the towers (Fig. 3). This idea is not new and had been developed in the 1870's by John Roebling when designing the Niagara railway suspension bridge, with a wooden double deck, too flexible to resist train loadings on its own. It has been used several times since then, for example for the Brooklyn Bridge and for some smaller bridges in the United States, France and the UK. More recently, the approach was adopted in China with a very slender concrete deck.
In addition, the conceptual design was developed by working out an especially dynamic and elegant shape for the towers, avoiding any intermediate crossbeam within their height (Fig. 4). The triangular-shaped and inclined legs produced a stable and strong impression despite their slenderness. The inclinations of the legs were fixed to align the vertical plane of the main cables in between the roadway and the railway, placing the hangers in the central zone of the deck. This allows a completely free lateral view for car users on all the central suspended part, which turns the crossing of the strait into a dramatic experience.
By anchoring the stiffening cables laterally in the main span and between the railway and the roadway on the back spans, it highlights the crossing of the strait. The natural light at the site will play with the effect produced by the progressive stiffening cable line geometries along the bridge (Fig. 5).
This is, simply explained, how we developed this exceptional design. For us, having developed this concept during the competition, we also discovered a new type of bridge, far away from a classical suspension bridge or a pure cable stayed bridge.

General layout, main dimensions

During the competition phase, we proposed to the contractor to

struction des fondations dans le Bosphore, pas d'influence sur l'environnement (courants, pêche, qualité de l'eau …). L'objectif était également de sécuriser le planning en réduisant les risques liés aux constructions offshore. Ce ne fût pas une décision facile pour l'entreprise, mais ICA décida de suivre notre conseil qui s'avéra être une des meilleures options prises pendant le concours.
La hauteur des mâts est de 322 m au-dessus du sol pour le côté européen et 318 m pour le côté asiatique, soit une hauteur de 329,9 m au-dessus du niveau d'eau. Les câbles principaux sont déviés sur les mâts à une hauteur de 307 m au-dessus du niveau d'eau (Fig. 6). La largeur totale du tablier est de 58,5 m et la coupe fonctionnelle figure sur la Figure 7.

Matériaux

Tous les matériaux ont été sélectionnés pour une utilisation optimale de leurs qualités, tout en prenant en compte les expériences locales et les possibilités d'approvisionnement, ainsi que la situation géographique particulière de l'ouvrage, dans une région de haute séismicité.

Principaux intervenants/ Main participants

Propriétaire/Owner
KGM – Ministère des transports, Turquie
Concessionnaire et entreprise principale/Concessionnaire and main contractor
ICA – JV Içtas Insaat, Turquie/ Astaldi Spa, Italie
Entreprise générale (pont principal)/ General contractor for the main bridge
HDSK – JV Hyundai E&C/SK E&C, Corée du Sud
Conception/Conceptual design
Jean-François Klein (T engineering intl), Michel Virlogeux (Consultant)
Études structures/ Structural engineering
T engineering intl, Suisse
Sous-traitants études/Subconsultants structural engineering
Greisch, Belgique – Lombardi, Italie – Grid, Portugal – CSTB, France – Temelsu, Turquie – Politecnico di Milano, Italie – Envico, Corée du Sud

Les fondations, piles, mâts et travées de rives sont en béton, essentiellement C60. La travée principale est constituée d'un tablier en caisson orthotrope en acier. La majorité de l'acier structurel est de qualité S460.
Les câbles principaux sont constitués de paquets préfabriqués de fils parallèles (PPWS) de 5,4 mm en qualité 1860 MPa. Ils sont protégés par un revêtement de zinc et un système de déshumidification. Les suspentes sont constituées de fils parallèles (PWS) de 7 mm en qualité 1770 MPa, revêtus de zinc et protégés par une gaine en PE.
Du fait de leur longueur exceptionnelle (plus de 600 m pour les plus longs), les haubans sont constitués de torons de 15,7 mm en nuance 1960 MPa, afin de limiter leur poids et les flèches qui en résultent.
La répartition des longueurs des zones haubanées, suspendues et de transition vise à obtenir l'optimum entre la rigidité d'ensemble, le comportement longitudinal et transversal de l'ouvrage, la hauteur des mâts, l'efficacité des haubans en fonction de leur longueur, la rapidité de construction et bien sûr le coût global de l'ouvrage. Ces choix ont été remis en cause à plusieurs reprises pendant les études.

increase the length of the main span to 1,408 m, in order to place the towers on shore for a perfect accommodation of the specific site conditions, resulting in no impact on navigation, no risk of pollution during the construction of piers in the Bosphorus and no influence on the environment (currents, fishing, water quality, etc.). The goal was also to secure the programme with less erection risks than with offshore foundations. That was not an easy decision for the contractor but ICA decided to accept the proposal and it ended up as one of the foremost good decisions taken during the competition.
The height of the pylons is 322 m above ground level for the European side and 318 m for the Asian side. The main cables cross the pylon axis at a height of 307 m above sea level (Fig. 6).
The total width of the deck is 58.5 m with a functional cross-section as showed in Figure 7.

Constitutive materials

To complete the sculptural engineering process, all the constitutive materials were chosen for their best use, considering also the local practices and procurement possibilities and the special geographical situation of the bridge in a sensitive seismic area.

Impact de la durée de construction sur la conception

On peut raisonnablement admettre qu'un ouvrage d'une telle ampleur nécessite habituellement environ deux ans d'études et quatre à cinq ans de construction. Ramener l'ensemble à 36 mois, plus 6 mois pour les études préliminaires et la préparation du chantier, a constitué un défi incroyable. C'est pourquoi la réduction de la durée de construction est immédiatement apparue comme l'un des critères les plus importants pour la conception de l'ouvrage. Il était bien sûr évident que ni l'architecture, ni le comportement structurel ou le concept global de l'ouvrage ne devaient en aucun cas souffrir des décisions et dispositions particulières prises pour réduire la durée de construction. Le concept de l'ouvrage doit être global et le problème de la durée de construction a été pris en compte comme un paramètre totalement intégré au processus de conception et qui ne devait en aucun cas prétériter l'équilibre ou l'esthétique de l'ouvrage.
Notre philosophie de conception décrite précédemment a été naturellement complétée par les règles que nous estimons essentielles pour permettre d'aboutir au succès architectural et technique d'un projet :

Fig. 5
Impression visuelle de la géométrie des haubans.
Visual impression of cable geometry.

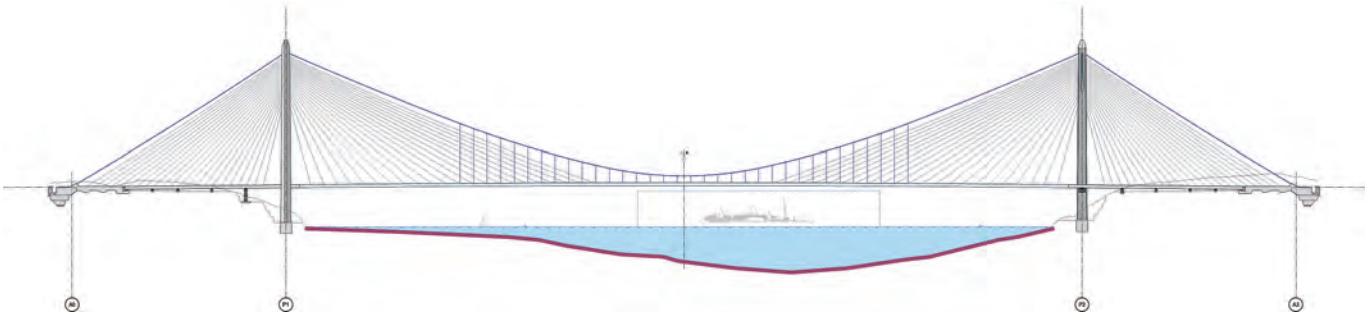


Fig. 6
Élévation de l'ouvrage.
Longitudinal elevation.

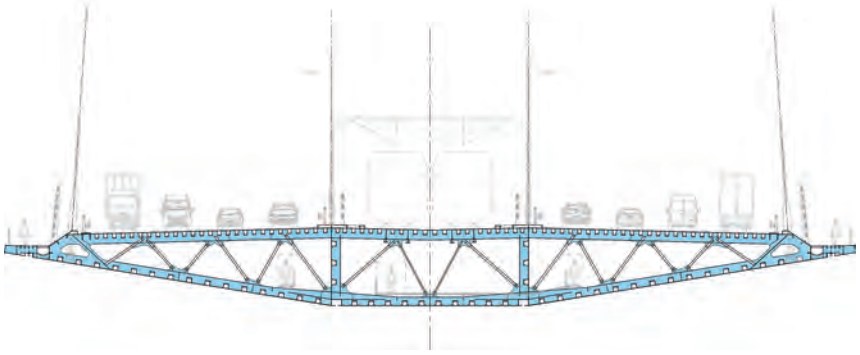


Fig. 7
Coupe fonctionnelle – largeur 58,5 m.
Functional cross-section – width 58.5 m.

The foundations, piers, towers and side spans are made of concrete, mainly C60. The main span is a fully orthotropic steel box girder. Most of the structural steel is grade S460.
The main cables are prefabricated parallel wire strands (PPWS) with 5.4 mm wires in grade 1,860 MPa. They are protected by zinc coating and a dehumidification system. The hangers are parallel wire strands (PWS) with 7 mm zinc coated wires in grade 1,770 MPa, protected by polyethylene sheathing. Due to their exceptional length (more than 600 m for the longest), the stiffening cables are standard 15.7 mm strands in grade 1,960 MPa to limit their self-weight and associated sag.
The choice of the respective lengths between the stiffened zone, the transition zone and the suspended zone was made by seeking an optimum between overall stiffness, behaviour of the bridge longitudinally and transversally, pylon height, limited effectiveness of the stiffening cables due to their length, speed of construction and, of course, the overall cost. These choices were challenged several times during the design process.

– Privilégier la logique structurelle
– Privilégier la simplicité
– Privilégier l'utilisation de matériaux locaux et les expériences constructives locales
– Prêter une attention particulière à la relation de la structure avec son environnement et son utilisation.

Comme expliqué précédemment, le concept global du pont hybride a été dicté par les cas de charges sévères et les états limites d'utilisation requis par le système ferroviaire.
Globalement, la structure hybride aide à la réduction de la durée de construction dans la mesure où elle implique une simultanéité des activités. Il n'existe pas de chemin critique évident pour l'ensemble de la construction, de nombreuses opérations pouvant se dérouler simultanément, ce qui permet d'optimiser la durée de construction.
Pour un pont suspendu classique, le chemin critique est très clair : les mâts et leurs fondations ainsi que les massifs d'ancrage doivent être achevés sur les deux rives avant de débuter les travaux préparatoires nécessaire à l'installation des câbles principaux. Ce

Impact of the construction time on the design

Ordinarily, the detailed design and construction of such an outstanding structure of this scale might require about 2 years of design studies and a construction period of 4–5 years. Reducing all the processes to 36 months plus about 6 months for the preliminary design and the preparation work was a tremendous challenge.
As a consequence, the reduction of the construction time immediately became one of the most relevant and governing criteria for the design. It was, of course, obvious that the architecture, the structural behaviour and the global concept of the bridge would not have to suffer from decisions or specific methods developed only to reduce the construction time. The concept is global and we considered the problem of construction time as an integrated parameter which should definitely not alter the equilibrium or the aesthetics of the bridge.
Our design philosophy, described above, was, of course complemented by what we consider to be essential rules leading to the architectural and technical success of a project:

Jean-François Klein nous a quitté le 25 avril après une longue lutte contre la maladie. Son combat, mené avec un grand courage, a duré plus de dix huit mois, avec des périodes de souffrance extrême et des périodes d'espoir.
Jean-François a fait ses études de génie civil à l'École Polytechnique Fédérale de Lausanne, où il a notamment été l'élève de René Walther dont il est devenu l'un des assistants. Il a obtenu son diplôme d'ingénieur en 1985 et défendu sa thèse de doctorat en sciences techniques en 1990. Il a ainsi participé à ses cotés à plusieurs projets, en particulier ceux des ponts de Zaltbommel aux Pays Bas et de Skarnsund en Norvège.
En 1993 il décide de rejoindre le bureau Tremblet à Genève – aujourd'hui T-Ingénierie – et en devient l'un des associés en 1995. Par sa compétence, son dynamisme et ses qualités humaines, il a largement contribué au développement de ce bureau et à l'atmosphère de confiance et d'amitié qui y règne.
Au sein de ce bureau il a dirigé ou participé à de nombreux projets en Suisse et à l'étranger, comme la Halle 6 de Palexpo au-dessus de l'autoroute et le nouveau Stade de Genève. Il a conçu le projet de Franchissement de la Rade, en 1996, choisi par le Jury mais qui n'a pas été construit. On peut aussi citer le Pont de la Ravine Fontaine sur l'Île de la Réunion, et surtout le Troisième Pont sur le Bosphore.
Jean-François a été très actif dans les associations internationales où il s'est fait de très nombreux amis, en particulier la Fédération Internationale du Béton. Jean-François a participé à la rédaction du Guide pour une bonne conception des ponts, et il a présidé la Commission 1, sur la conception des ouvrages, pendant de longues années.
Plusieurs prix ont reconnu ses mérites :
- 1996, prix de l'AFPC
- 2010, fib Special Mention for Outstanding Structures for the replacement of the Geneva airport runway
- 2010, European Award of the Steel Industry for the Ravine Fontaine Bridge
- 2013, fib Medal of Merit
- 2018, fib Award for Outstanding Structures for The Third Bosphorus Bridge, Exceptional Recognition
- 2018, fib Freyssinet Medal
- 2018, Grand Prix Freyssinet

Jean-François était un homme d'une grande gentillesse, d'une grande honnêteté. Un grand ingénieur. Mais c'est surtout un ami fidèle que nous avons perdu.
Michel Virlogeux

Jean-François Klein passed away on April 25, after a long fight against disease. He fought with great courage for more than eighteen months, with periods of extreme pain and periods of hope.
Jean-François gained his civil engineering education at the Lausanne Ecole Polytechnique Fédérale (EPFL), where he graduated in 1985 and obtained his PhD in Technical Sciences in 1990. He then became one of the assistants of Professor René Walther, taking part with him in several projects, particularly the Zaltbommel Bridge in the Netherlands and the Skarnsund Bridge in Norway.
In 1993 he decided to join the Tremblet design office in Geneva, later T-Ingénierie, of which he became a partner in 1995. Thanks to his expertise, his enthusiasm and his human qualities, he contributed greatly to the development of this design office and to its atmosphere of trusting relationships and of friendship.
Within this design office he headed up or took part in many projects, in Switzerland and outside, such as Hall 6 of Palexpo, erected above the motorway from Geneva to Lausanne, and the new Geneva Airport. He was the designer of the bridge project to cross Lake Geneva in 1996, awarded by the Jury but which has not been built for political reasons. Worthy of mention are the Ravine Fontaine Bridge, on the french island of Réunion in the Indian Ocean, and, more recently, the third Bosphorus bridge.
Jean-François was extremely active in international associations in which he counted many good friends, in particular the Fédération Internationale du Béton. Jean-François took part in the publication of the fib Guidance for Good Bridge Design, and was, for many years, the Chairman of Commission 1, devoted to the design and construction of concrete structures.
He won several awards in recognition of his merits:
- 1996, prix de l'AFPC (medal of the French Association of Civil Engineering)
- 2010, fib Special Mention for Outstanding Structures for the replacement of the Geneva airport runway
- 2010, European Award of the Steel Industry for the Ravine Fontaine Bridge
- 2013, fib Medal of Merit
- 2018, fib Award for Outstanding Structures for The Third Bosphorus Bridge, Exceptional Recognition
- 2018, fib Freyssinet Medal
- 2018, Grand Prix Freyssinet

Jean-François was a man of extreme kindness and great honesty, a great engineer and, above all, a loyal friend whom we all miss.
Michel Virlogeux

n'est qu'ensuite que peuvent être installés les câbles, puis que démarre le montage du tablier.
Dans le cas présent, il n'y avait aucune raison d'attendre l'achèvement des mâts ou des massifs d'ancrage, ni l'installation des câbles principaux, pour commencer à mettre en place les premiers éléments de tablier.
Seuls les travées de rive et les mâts jusqu'au niveau des premières boîtes d'ancrage devaient être achevés. À ce stade, le montage des éléments de tablier pouvait commencer en encorbellement, comme sur un pont haubané classique, pendant que la construction des mâts et des massifs d'ancrage se poursuivait. Ceci bien avant que ne débute l'installation des câbles principaux.
C'est ainsi que lorsque les mâts ont été achevés, les selles de déviation posées, les travaux préparatoires effectués et les câbles principaux installés, le montage en encorbellement du tablier avait atteint une longueur d'environ 500 m de chaque côté (Fig. 8).
Lorsque le premier élément de tablier a été monté depuis les câbles principaux, plus des $^2/_3$ du tablier étaient déjà en place.
La partie centrale du tablier a finalement été montée en levant les éléments au moyen de poutres de lavage pouvant rouler sur les câbles et équipées de vérins à câbles (Fig. 9).

Conclusion

Cet ouvrage exceptionnel démontre l'efficacité de l'approche globale issue de la philosophie d'ingénierie sculpturale. Il n'est nul besoin d'artifices de décoration, de formes fantaisistes ou d'exercices d'équilibrisme pour le transfert des charges comme on en voit de plus en plus. La structure est attractive et exceptionnelle par elle-même et par son dialogue avec son environnement. Elle est non seulement facilement « lisible », mais elle exprime clairement sa logique et sa fonction par son intégration dans le site. C'est gage que son architecture perdurera au-delà des modes, sans être affectée par une obso-

– Prioritize the structural logic
– Provide simplicity
– Promote the use of local materials and local construction experience
– Pay particular attention to the relationship between the structure and its surroundings and to the type of use.

As explained above, the global concept of the hybrid bridge was dictated by the severe loading schemes and the critical operational limit states defined by the railway.

However, the hybrid system also helps with the global construction time as it naturally calls for simultaneous activities. Many operations can be performed at the same time, allowing for good overall construction time performance with the critical path less constrained by specific activities.

On a classical suspension bridge, the critical path is quite clear: pylon foundations, pylons and anchor blocks must be completed on both sides before starting installation of the temporary elements necessary to install the main cable. After that, the main cable and the cable bands can be installed and the erection of the main span deck can start.

Here, there was no reason to wait for completion either of the pylons or of the anchor blocks, or for the installation of the main cable or the cable bands to start the lifting of the first segments.

What was needed was the completion of the side spans and towers up to the first stiffening cable anchorages. From that point, the lifting of the segments could be started, as on a classical cable stayed bridge, while the towers could be completed, as could the anchor blocks and the ground approaches, all these operations being completed well before the installation of the main cable.

This means that once the towers had been completed and the saddles installed, the temporary work for the main cable installation could start and the main cable could be installed while the cable stayed deck was progressing by cantilever over a length of 500 m on each side (Fig. 8).

When the first segment was lifted from the completed main cable, more than $^2/_3$ of the deck length was already completed.

The central part of the bridge was erected by lifting the segments with gantries rolling on the main cables and equipped with strand jacks (Fig. 9).

Fig. 8
Encorbellement de la zone haubanée avec installation des câbles principaux.
Cable stayed cantilevering during cable installation.

Fig. 9
Montage des éléments de la zone centrale au moyen de poutres de levage.
Erection of the central segments with lifting gantries.

lescence précoce. Le 3ème pont sur le Bosphore, qui établit plusieurs nouveaux records mondiaux dont celui de la plus grande portée ferroviaire, va ainsi parfaitement jouer son rôle de nouveau symbole de la région d'Istanbul. Sa conception a requis l'utilisation des technologies et connaissances les plus avancées dans les domaines de l'ingénierie structurale, de

Conclusion

This exceptional bridge shows clearly the success and overall achievement made possible by applying the sculptural engineering philosophy. No need for any artificial decoration, fancy shapes or special equilibrium exercises for load transfer as regularly seen today. The structure is eye catching and outstanding by itself and by its dialogue with its context. It is not only easily "readable" but clearly shows its logic and function through its natural integration into the site and its dialog with its function. Its architecture will endure without aging and will not be affected by early obsolescence.

The third Bosphorus bridge, which breaks many world records, in particular that of the longest span for railway, will completely play its role as a new landmark for the city and an icon of Istanbul. It was designed using all the most up-to-date technology and knowledge in terms of advanced structural engineering, advanced computer calculations, material capacities and qualities, method of construction and durability concepts. General knowledge and understanding of the behaviour and the characteristics of the hybrid bridge form has made a huge step forward with this construction.

The design has proven its structural efficiency and its elegance. In comparison with a traditional suspension bridge of the same magnitude many advantages can be highlighted:

- Great architectural elegance and a contemporary suspension bridge
- In spite of the heavy trains, a slender single level deck could be applied as compared to the huge classical double decks
- Excellent aerodynamic shape of the deck
- Good seismic behavior, thanks to a good damping coefficient and high stiffness
- Excellent horizontal and vertical service limit state with small deflections which ease the operational conditions of the railway
- Good torsional behavior due to the high transverse stiffness procured by the stiffening cables
- Natural longitudinal stabilization of the deck due to the cable system, improved by the use of pendular bearings
- Reduced size of the main cable, limiting aerodynamic effects
- Time saving erection procedure due to the simultaneity of erection zones.

Finally, an extremely elegant and aesthetically accomplished bridge has taken its place in that unique location in the world which is the Bosphorus. An accomplishment of the owner's initial wish: respecting the philosophy and the architecture of the two existing bridges. This outstanding structure once again places Turkish suspension bridges in the front line of international landmarks.

l'analyse numérique, des matériaux, des méthodes de construction et des concepts de durabilité. Ce projet a ainsi permis à l'état des connaissances sur le comportement et les propriétés des ponts hybrides de faire un énorme bond en avant.

Le concept a démontré son efficacité structurale et son élégance. En comparaison avec un pont suspendu traditionnel de dimension similaire, il présente de nombreux avantages :

- Un design de pont suspendu moderne et d'une grande élégance
- Un tablier mince malgré les importantes charges ferroviaires, en opposition aux énormes tabliers à deux niveaux des ponts suspendus classiques
- Une excellente forme aérodynamique du tablier
- Un bon comportement sismique grâce à un bon amortissement et à sa rigidité
- Une très bonne aptitude au service avec des déformations horizontales et verticales faibles, en adéquation avec les exigences du trafic ferroviaire
- Un bon comportement en torsion grâce à la rigidité apportée par les haubans
- Une stabilisation longitudinale naturelle du tablier grâce au système de haubanage et l'utilisation d'appuis pendulaires
- La dimension réduite des câbles principaux qui limite les effets aérodynamiques et les coûts
- Une méthode de construction optimisée par la simultanéité des activités.

Au final, un ouvrage achevé extrêmement élégant et d'une grande esthétique, dans le site unique au monde qu'est le Bosphore. Le cahier des charges des autorités est parfaitement rempli : respecter la philosophie et l'architecture des deux ponts existants. Cet ouvrage exceptionnel place une nouvelle fois les ponts suspendus turcs sur le devant de la scène internationale.

Auteurs/Authors

Jean-François Klein (†)
Dr ès techn., ing. civil dipl. EPFL
T engineering intl SA
CH-1201 Genève

Michel Virlogeux
Consulting Engineer
Honorary President FIP and fib
Michel Virlogeux Consultant Sarl
F-78830 Bonnelles
virlogeuxconsultant@orange.fr

Thierry Delémont
Ing. civil dipl. EPFL
T engineering intl SA
CH-1201 Genève
gva@t-engineering.com

Vincent de Ville de Goyet
Dr. Ing., ULG Prof.
Bureau Greisch
B-4031 Liège
vdeville@greisch.com

Le nouveau pont de la Sorge
The new bridge over the river Sorge

Aurelio Muttoni, Miguel Fernández Ruiz, Quentin Roubaty

Fig. 1
Vue aérienne du nouveau pont de la Sorge.
Aerial view of the new bridge over the Sorge.

Introduction

Le nouveau pont de la Sorge est un ouvrage en béton armé précontraint qui relie les communes de Chavannes-près-Renens et d'Écublens (VD). L'ouvrage, d'une longueur d'environ 120 m et d'une largeur de 12,0 m, présente une forme de Y en plan et doit offrir aux futurs habitants du quartier de La Pala une liaison sécurisée et de qualité au site des Hautes Écoles (EPFL et UNIL), en franchissant une rivière, une route ainsi qu'une voie du métro lausannois.

Contexte

Afin de répondre à une pénurie d'hébergements pour étudiants dans la région lausannoise, l'État de Vaud a organisé un concours pour de nouveaux logements destinés aux étudiants et hôtes académiques sur la parcelle de La Pala située à Chavannes-près-Renens (VD). Piloté par l'intermédiaire du Service Immeuble, Patrimoine et Logistique (SIPaL), ce concours intégrait également la réalisation d'un pont, dont l'objectif était de relier le quartier de La Pala au site des Hautes Écoles qui sont séparés par la rivière de la Sorge, la route de la Sorge ainsi que la voie du métro m1 des Transports Lausannois. Ce pont devait également assurer la continuité d'une route, dont l'ancienne configuration nécessitait

Introduction

The new bridge over the river Sorge is a prestressed, reinforced concrete structure connecting the villages of Chavannes-près-Renens and Ecublens (VD, Switzerland). With a total length of about 120 m and a width of 12.0 m, it has a Y-shape in plan and it is to provide the future residents of the La Pala quarter with a safe and quality link to the site of the universities (EPFL and UNIL), crossing over the river Sorge, a road and a line of the Lausanne metro.

Context

In response to the lack of student housing capacity in the Lausanne region, the cantonal government

Fig. 2
Vue de la branche principale.
View of the main branch.

of Vaud organised a competition for new accommodation for students and academic guests based on the "La Pala" terrain at Chavannes-près-Renens (VD). Under the guidance of the Buildings, Heritage and Logistics Department (SIPaL), this competition also considered the requirement of building a bridge to safely connect the new student housing facilities at La Pala with the University site at Ecublens, which are separated by the Sorge river, the Sorge road and line m1 of the

le franchissement de la voie ferroviaire par le biais d'un passage-à-niveau. Dédié principalement à la mobilité douce (piétons et cyclistes), le nouveau pont de la Sorge doit ainsi également accueillir le trafic routier, limité aux poids lourds 40 t.

Conception

Pour répondre à ces exigences, l'ouvrage est constitué d'une branche principale et d'une branche secondaire (appelée « branche nord-est ») qui lui confèrent une

Transports Lausannois metro. This new bridge was also to ensure the continuity of an existing road, the configuration of which required a level crossing over the railway line and is primarily intended for light traffic (cycles and pedestrians). Nevertheless, the new structure should also be capable of supporting road traffic with heavy vehicles up to 40 t.

Conceptual design

In order to satisfy the various constraints of the project, the bridge

Maître d'ouvrage/Owner
Canton de Vaud – Service immeubles, patrimoine et logistique (SIPaL)
Ingénieur civil (projet et direction des travaux)/Civil engineer (project and site management)
Muttoni & Fernández Ingénieurs Conseils SA, Écublens (VD)
Architecte/Architect
UAS ag, Zurich
Entreprise de construction/Contractor
Marti Construction SA, Lausanne

Réalisation/Realisation
2016–2017

Coûts/Costs
y compris honoraires et TVA/ including fees and VAT
env. 8 Mio CHF/about 8 million CHF

Fig. 3
Franchissement de la rivière de la Sorge et rainure centrale.
Crossing of the Sorge river and central groove.

Fig. 4
Pile à béquilles en V.
V-support pile.

Fig. 5
Jonction des branches principale et nord-est.
Junction of the main and north-east branches.

forme de Y en plan (Fig. 1): la branche principale du pont, dans le prolongement de la route de Praz-Véguey, permet la suppression du passage-à-niveau et est dédiée aux véhicules (chaussée de 5,0 m) ainsi qu'aux piétons et cyclistes (trottoirs de 4,0 m et de 1,5 m). La branche nord-est, quant à elle, dessert le nouveau bâtiment et est exclusivement dédiée à la mobilité douce (trottoir de 6,0 m) ainsi qu'aux véhicules d'urgence.

Le profil en long du pont est dicté par le gabarit vertical au droit de la voie du métro m1 et de la route de la Sorge ainsi que par la déclivité maximale autorisée pour les personnes à mobilité réduite (6%). Le gabarit sous l'ouvrage prévoit également l'éventuel dédoublement de la voie actuelle du métro ainsi que la création de deux voies supplémentaires sous la travée nord.

L'intégration de l'ouvrage dans le site est assurée par le choix d'un concept urbain dont les éléments porteurs sont proches de ceux d'un bâtiment (dalles et murs porteurs). L'ouvrage est conçu comme une structure unitaire avec une section constante sur toute sa longueur et les éléments d'appui (piles et culées) sont homogènes avec le tablier (Fig. 2 à 5). Le tablier du pont est une poutre

was developed with a main branch and a secondary one (called "north-east branch"), yielding its characteristic Y-shape (Fig. 1). The main branch, prolonging the Praz-Véguey road, replaces the level crossing and is intended for both traffic (two lanes, 5-m wide) and cycles and pedestrians (two pavements, 1.5 and 4-m wide). The secondary branch, on the other hand, is intended only for pedestrians and cycles (pavement 6-m wide), and for emergency vehicles.

The longitudinal profile of the bridge is governed by the minimum vertical clearance over the metro line and by the maximum slope allowed for people with reduced mobility (6%). The clearance under the bridge also allows for the possible future doubling of the current metro track as well as the installation of two additional lines beneath the north spans.

To integrate it in the site, the bridge follows an urban concept, with the basic structural elements being similar to those of buildings: slabs and columns. A unitary design is retained for the structure, with a constant section throughout its length, and the columns and abutments are homogeneous with the deck (Fig. 2 to 5).

continue en béton armé précontraint dont la section a été choisie pour assurer une transparence maximale et permettre de dissimuler toutes les conduites et les éléments techniques dans une rainure centrale peu visible. Les conduites transversales reliant les avaloirs au collecteur central sont disposées à l'intérieur de la section de sorte qu'aucune conduite n'est visible. Le caractère longiligne de l'ouvrage, souligné par la présence de cette rainure, est également renforcé par la présence des piles et des culées à l'axe de l'ouvrage.

Le choix des piles inclinées en V permet de réduire la portée maximale de l'ouvrage et ainsi garantir un élancement raisonnable du tablier. Les culées nord et sud ont la même inclinaison que les piles et sont évidées afin de limiter leur poids et la probabilité de tassement sur un sol compressible.

La section transversale de l'ouvrage est une dalle massive dont l'épaisseur augmente vers la partie centrale du tablier afin d'assurer une hauteur statique suffisante (Fig. 6). Cette dernière est limitée à environ 1,0 m par le gabarit à respecter sur la voie actuelle du m1 et par le niveau de la chaussée sur l'ouvrage. En plus de remplir leurs fonctions habituelles les bordures jouent le rôle de protec-

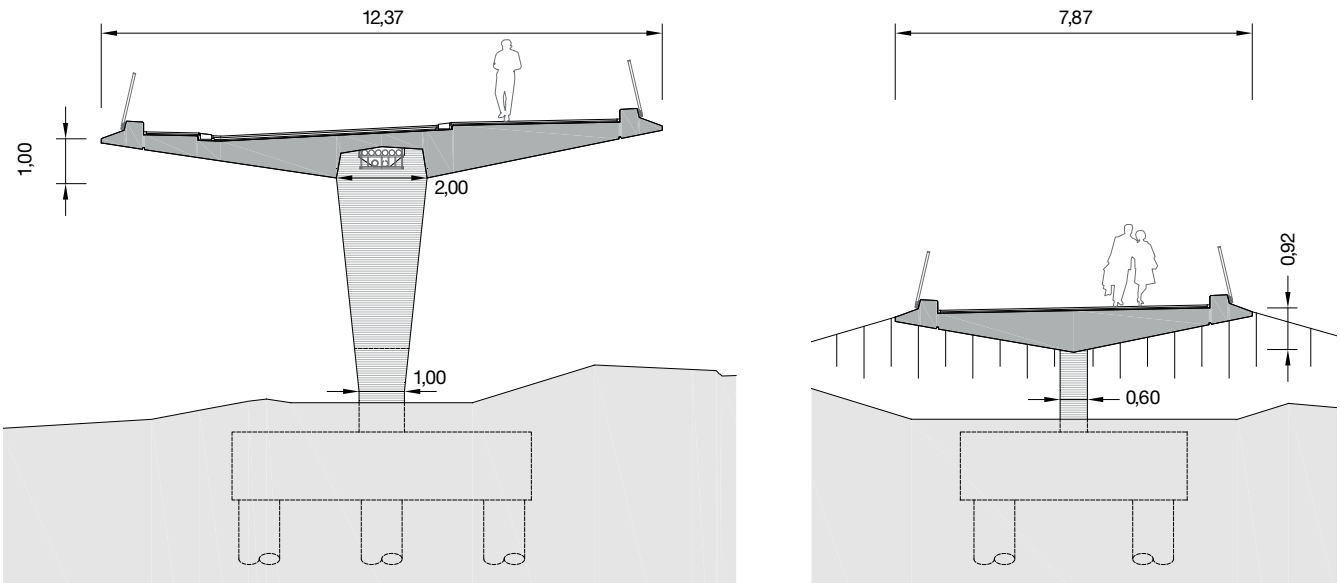


Fig. 6
Section transversale du tablier de la branche principale avec vue de la pile (à gauche) et de la branche nord-est avec vue de la culée (à droite).
Cross-section of the deck of the main branch with view of the pier (left) and north-east branch with view of the abutment (right).

The bridge deck is a continuous, prestressed concrete beam. The cross-section has been selected to ensure maximum transparency and to host and hide the various pipes and services in a central groove. The drainage elements connecting the deck drains to the central collector are concealed within the concrete section so that no pipes are visible. The predominantly longitudinal appearance of the structure is strengthened by the presence of the groove and the alignment of the piles and abutments long the axis of the structure.
The V-shaped piles were selected to reduce the span length of the bridge, so to keep the deck reasonably slender. The north and south abutments present the same inclination as the piers and are hollow in order to reduce their total weight and the possibility of settlement in compressible ground.
The cross-section is a solid slab with thickness increasing towards the central part of the deck to provide sufficient static height (Fig. 6). This height is nevertheless limited to 1.0 m in order to satisfy the requirements of the metro line. The borders at edges of the cross-section also provide users with protection from the overhead conductor of the metro line.

tion des utilisateurs vis-à-vis de la ligne de contact du métro m1.

Système porteur

Le tablier est une poutre continue de cinq travées dont la portée maximale atteint 26,2 m (élancement l/h = 26,2) sur le métro et la route (Fig. 7).
Dans le sens longitudinal, la branche principale de l'ouvrage est munie de six câbles de précontrainte par adhérence de 19 torons ø15,7 mm (degré de protection contre la corrosion C) alors que la branche nord-est en comporte deux du même type. Transversalement, des câbles de précontrainte de 7 torons ø15,7 mm (degré de protection contre la corrosion B) sont disposés au droit de chaque entretoise. Enfin, les murs de la culée sud sont munis chacun de deux câbles de précontrainte de 7 torons ø15,7 mm.
Chaque pile est constituée de deux béquilles de section variable qui reposent sur une base commune de 1,5 x 1,0 m. Une banquette de répartition transmet les charges provenant des piles et des culées aux fondations profondes de l'ouvrage. Les pieux forés-tubés, de type flottant, ont un diamètre de 0,90 et 1,30 m et une

Structural system

The deck slab is a continuous, 5-span beam with a maximum span of 26.2 m (slenderness l/h = 26.2) over the road and metro line (Fig. 7).
In the longitudinal direction, the main branch has 6 post-tensioning tendons of 19 strands, ø15.7 mm, (corrosion protection level C). The secondary branch has two tendons of the same type in the longitudinal direction. In the transverse direction, the tendons have 7 strands, ø15.7 mm, in line with each cross-strut (corrosion protection level B). The walls of the south abutment also have two tendons of 7 strands, ø15.7 mm.
The piers are inclined supports with variable section, resting on a shared concrete plinth, 1.5 x 1.0 m. A load-spreading pile cap transmits the loads from the piers and abutments to the deep foundations of the structure. The case and drilled piles of the floating type have a diameter between 0.90 m and 1.3 m and a maximum length of 42 m. The total length of the bridge requires the use of

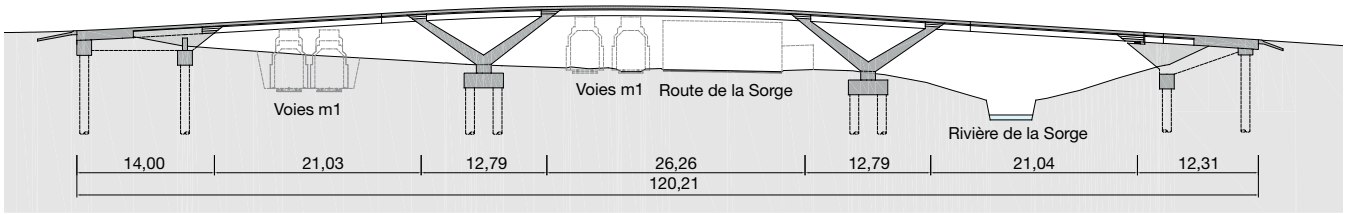


Fig. 7
Coupe longitudinale du pont.
Longitudinal section of the bridge.

longueur pouvant atteindre 42 m. La longueur de l'ouvrage nécessite l'utilisation d'appuis mécaniques et d'un joint de dilatation qui, pour réduire la maintenance et le bruit provoqué par le trafic, ne sont disposés qu'à la culée sud. Le reste de l'infrastructure (culées nord et piles) est liée monolithiquement au tablier de l'ouvrage.
La stabilité du pont sous charges horizontales (séisme) est assurée par sa forme en Y, par sa courbure en plan, par le cadre rigide constitué par les deux piles nord ainsi que par le blocage transversal du tablier au droit de la culée sud.

Construction

La construction débuta en août 2016 et se termina en octobre 2017. Elle s'effectua selon un mode de construction conventionnel, avec l'emploi de cintres fixes et d'étayages.
Après avoir réalisée les fondations profondes, les banquettes, les piles et les culées, le bétonnage du tablier fut réalisé en deux phases : bétonnage puis mise en précontrainte de la partie centrale du tablier (volume de bétonnage d'environ 440 m^3) puis bétonnage et mise en précontrainte des trois extrémités. Un tiers des câbles de précontrainte de la branche principale sert de précontrainte de continuité entre les différentes étapes de bétonnage.

mechanical bearings and an expansion joint at the south abutment. On the other side (north side), no mechanical bearings or expansion joint are used so as to minimise traffic noise and maintenance.
The safety against horizontal loads (earthquake) is ensured by the Y-shape and curvature of the bridge in plan and by the frame effect of the two north piers and by supports at the south end permitting no transverse movement.

Construction

The construction of the bridge started in August 2016 and was completed in October 2017. It was performed using conventional construction methods, with fixed support scaffolding and stays.
The deep foundations were cast first, followed by the plinths, columns and abutments. The deck slab was cast in two phases: first the central part was poured and post-tensioned (concrete volume of about 440 m^3), then the three extremities were poured and prestressed. One third of the post-tensioning tendons of the main branch serves as continuity prestressing between the different casting sections.

Auteurs/Authors

Aurelio Muttoni
Prof. Dr ès Sciences, ing. dipl. ETHZ

Miguel Fernández Ruiz
Dr ès Sciences, ing. dipl. Université Polytechnique de Madrid

Quentin Roubaty
Ing. dipl. EPFL

Muttoni & Fernández
Ingénieurs Conseils SA
CH-1024 Écublens (VD)
info@mfic.ch

Die Taminabrücke bei Pfäfers
The Tamina Canyon crossing near Pfäfers

Volkhard Angelmaier

Einleitung

Das Taminatal bildet die südliche Spitze des Kantons St. Gallen. Es verläuft ungefähr von Süden nach Norden und mündet beim Kurort Bad Ragaz in das Tal des Alpenrheins. In seinem unteren Drittel fliesst die Tamina durch eine tief eingeschnittene Schlucht, die die an den Talflanken liegenden Siedlungen voneinander trennt. Aufgrund der geologischen Risiken genügt die linksseitige Valenserstrasse auf weiten Teilen den heutigen und zukünftigen Anforderungen nicht mehr. Aus diesem Grund schrieb das Tiefbauamt Kanton St. Gallen im Jahr 2007 einen internationalen Projektwettbewerb für die Überbrückung des Taminatals aus.

Der Grundgedanke des letztlich ausgelobten Wettbewerbsentwurfs bestand in der stützenfreien Überspannung der Taminaschlucht mit einer Bogenkonstruktion und einer ebenfalls stützenfreien Überbrückung der Seitenfelder bis zu den Widerlagern mit einer biegesteifen Rahmenkonstruktion.

Introduction

The Tamina Canyon forms the southern edge of the Canton of St. Gallen in Switzerland. It leads approximately from South to North and into the Alpine Rhine Valley at the health resort Bad Ragaz. In its lower third, the Tamina River flows through a deep gorge that separates the towns on the flanks of the valley. Due to its geological hazards, the road on the left side near the village of Valens no longer meets today's or future requirements. For this reason, the civil engineering department (Tiefbauamt) of the Canton of St. Gallen announced an international project competition for the crossing of the Tamina Canyon.

The basic concept of the winning design proposed the construction of a column-free crossing over the Tamina Canyon with an arch and a column-free bridging of the side fields to the abutments with a rigid frame structure.

Bauwerksentwurf und Einpassung in die Landschaft

Aus den Randbedingungen ergaben sich für das Entwurfskonzept folgende Prämissen

- Das Haupttragwerk wird unterhalb der Fahrbahn angeordnet.
- Die Taminaschlucht wird stützenfrei überspannt (Bogen mit ca. 260 m Spannweite).
- Die Endfelder in den Hangbereichen werden ebenfalls stützenfrei überspannt (biegesteife Rahmen mit 89 m Spannweite auf Seite Pfäfers und 48,5 m Spannweite auf Seite Valens).
- Die Herstellung der Hauptöffnung (Bogenbereich) erfolgt im Freivorbau mit Hilfsabspannungen.

Übergeordnetes Ziel des Entwurfs war es, ein Ingenieurbauwerk zu

Fig. 1
Ausgangssituation: Die Taminaschlucht, Blick aus Nordwesten.
Initial situation: the Tamina Canyon with view from the northwest.
(© Tiefbauamt Kanton St. Gallen)

Fig. 2
Ansicht.
Side view.
(© Tiefbauamt Kanton St. Gallen)

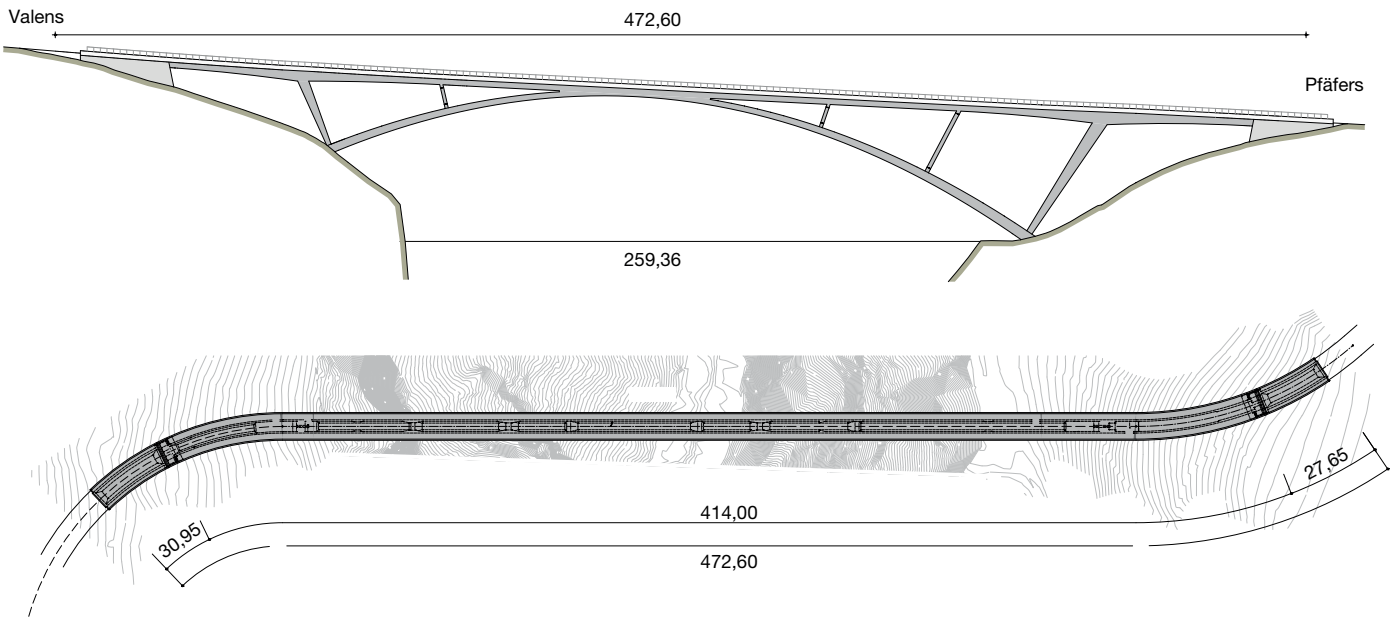


Fig. 3
Ansicht und Grundriss.
Side and plan views.

Landscape considerations and design

The following premises resulted from the parameters for the design concept

- The main bearing structure is beneath the roadway slab.
- The Tamina Canyon is crossed without intermediate columns (arch with a span of 260 m).
- The end spans in the slope areas are also spanned column-free (rigid frames with a span of 89 m on the Pfäfers side and 48.5 m on the Valens side).
- The main opening (arch area) is created as a free cantilever structure with temporary cable stays.

The overarching goal of the design was to create an engineering masterpiece that fits smoothly and precisely into the terrain and that at the same time creates a distinctive identity due to its appearance. In combination with the column-free spans of the lateral slope areas, the wide-spanned arch across the gorge leads a high degree of transparency.

The fusion of the arch with the superstructure in the crown area reinforces the impression of filigree, since only three additional arch stands are required between the impost areas, resulting in very generous openings between the arch and the superstructure. The radial arrangement of the arch stand enhances the overall impression of harmony, not least because the inclinations of the stands at the imposts, which function as end frame shafts, take up the inclination of the valley flanks. The impression created is, therefore, that the bridge emerges as a matter of course, naturally and organically from the valley (Fig. 2).

schaffen, das sich besonders behutsam und sorgfältig in das Gelände einpasst und gleichzeitig durch sein Erscheinungsbild eine eigene, unverwechselbare Identität entwickelt. Die grosszügige Bogenlösung über der Taminaschlucht in Verbindung mit der stützenfreien Überspannung der seitlichen Hangbereiche führt zu einem hohen Mass an Transparenz.

Die Verschmelzung des Bogens mit dem Überbau im Scheitelbereich verstärkt diesen Eindruck der Filigranität noch, da zwischen den Kämpferbereichen nur noch drei zusätzliche Bogenständer erforderlich werden, was zu sehr grosszügigen Öffnungen zwischen Bogen und Überbau führt. Die radiale Anordnung der Bogenständer bewirkt eine weitere Steigerung dieses harmonischen Gesamteindrucks, nicht zuletzt auch deshalb, weil die Neigungen der Aufständerungen auf den beiden Kämpfern, die gleichzeitig als Stiele des Endrahmens fungieren, in etwa die Neigung der Talflanken aufnehmen und dadurch den Eindruck vermitteln, die Brücke entwickle sich ganz selbstverständlich, natürlich und organisch aus dem Tal heraus (Fig. 2).

Construction

The constructive implementation of the design's main aspect was realized consistently and in accordance with structural requirements, taking into account all concerns related to the construction process and assembly (Fig. 3).

The arch is a reinforced concrete structure with a span of 260 m and is fixed to the ground. It has, therefore, the highest construction height of 4.00 m in the area of the imposts, which decreases to 2.20m towards the crown area. The width of the arch varies as well from 8.50 m (Valens side) to 9.00 m (Pfäfers side) to 5.00 m in the crown area. This provides an interesting and exciting haunch when viewed from below. Over

Konstruktive Umsetzung

Die konstruktive Umsetzung des Entwurfsgedankens erfolgte konsequent entsprechend den statisch-konstruktiven Erfordernissen unter Berücksichtigung der entsprechenden Belange aus dem Bauablauf und der Herstellung (Fig. 3).

Der Bogen ist als Stahlbetonkonstruktion mit einer Stützweite von ca. 260 m ausgeführt, die im Baugrund eingespannt ist und daher im Kämpferbereich mit 4,00 m die grösste Bauhöhe besitzt, die zum Scheitel hin auf 2,20 m abnimmt. Die Breite des Bogens ist ebenfalls veränderlich und verjüngt sich von 8,50 m (Seite Valens) bzw. 9,00 m (Seite Pfäfers) an den Kämpfern auf 5,00 m im Scheitelbereich. Es ergibt sich dadurch in der Untersicht eine interessante und spannungsreiche Taillierung. Über weite Bereiche kann der Bogen als Hohlkasten ausgebildet werden, zwischen den beiden letzten Aufständerungen und dem Scheitel liegt ein massiver Querschnitt vor.

Die Verbindung zwischen Überbau und Bogen erfolgt im Scheitelbereich monolithisch, zu den Kämpfern hin werden drei zusätzliche Bogenscheiben als Massivquerschnitte angeordnet. In der Ansicht sind diese Bogenscheiben bewusst schlank ausgeführt (sie wirken quasi als Pendelstäbe, Fig. 4) – im Querschnitt erhalten sie einen leichten Anzug zum Bogen hin.

Die Aufständerung im Bereich der Kämpfer unterscheidet sich grundsätzlich von den «Pendelscheiben». Ihnen kommt neben der Aufständerung des Überbaus in erster Linie auch die Funktion eines Rahmenstiels als Teil der Endfeldrahmen in den Seitenfeldern zu.

Erst durch diese biegesteife Rahmenkonstruktion (Überbau als Rahmenriegel, Aufständerung als Rahmenstiel) ist die stützenfreie Überbrückung der Seitenfelder (89,00 m Seite Pfäfers; 48,50 m Seite Valens) wirtschaftlich und gestalterisch ansprechend realisierbar. In der Ansicht erhalten die als Hohlkastenquerschnitte ausgeführten Rahmenstiele einen deutlichen Anzug zum Kämpfer hin, während die Bauhöhe zum Überbau hin aus der Rahmenwirkung merklich zunimmt. Ihre Funktion innerhalb des (Rahmen-) Tragwerks wird klar ablesbar, vor

Fig. 5
Freivorbau im Wochentakt.
Free cantilever construction on a weekly basis.

wide areas, the arch was designed as a hollow box; there is a solid cross-section between the two inner stands and the crown area.

The connection between the superstructure and the arch is monolithic in the crown area; three additional arch discs as solid cross-sections are arranged towards the imposts. In this view, these arch discs are deliberately slim (they appear as pendulum rods), Figure 4, in the cross section, they become slightly tightened towards the arch.

The elevation in the impost area differs fundamentally from the pendulum rods. The pendulum rods provide the elevation of the superstructure and function as framework legs as part of the end-framework in the side spans.

From an economic and aesthetic

Fig. 4
Betongelenk.
Concrete hinge.

Technical data	
Construction period	2013–2016
Costs	CHF 36.7 million
Total length incl. abutments	475 m
Roadway width	9.50 m
Span	260 m
Height above valley	200 m
In-situ concrete	14,000 m³
Reinforcement	3,500 t
Pretensioning	245 t
Cables	190 t
Excavation	25,000 m³
Bridge sealing	4,700 m²

Technische Daten	
Bauzeit	2013–2016
Baukosten	CHF 36,7 Mio.
Länge einschl. Widerlager	475 m
Fahrbahnbreite	9,50 m
Bogenspannweite	260 m
Höhe über Tal	200 m
Ortbeton	14 000 m³
Bewehrung	3500 t
Vorspannung	245 t
Halte-/Rückhaltekabel	190 t
Aushub	25 000 m³
Brückenabdichtung	4700 m²

cally pleasing design point of view, the side fields (83.00 m at the Pfäfers side and 48.00 m at the Valens side) can only be bridged column-free with such a rigid frame structure (superstructure as framework beam, elevation as framework leg). In the side view the box girder section, realized as a framework leg, receives a visible haunching towards the imposts, while the construction height towards the superstructure increases significantly due to the framework behaviour. Their function within the (frame) structure is clearly visible, especially in the distinction compared to the pendulum-like remaining arch discs.

The superstructure is a continuous prestressed concrete beam. Due to its monolithic connection with the arch and because of the arrangement of the elevations, the spans are between 38.45 m and 62.70 m. The box girder cross section has a consistent construction height of 2.75 m across wide parts of the bridge. In the area of the end fields, the box girder cross-section increases to an average of 4.75 m to 5.00 m (on the Pfäfers side) and 4.30 m or 4.50 m (on the Valens side), in line with its function as a frame beam.

Choosing a width of 5.00 m for the box girder results in a cantilever length of 2.73 m (incl. balustrade). This provides for a balanced cross-section and no transverse prestressing is required.

Given the monolithic connection of the stands with the arch and the superstructure, bearings are only required for the abutments, where road transitions are also arranged on both sides of the valley to compensate for the changes in length. All supporting structure elements are reinforced or prestressed concrete structures (superstructure). The use of this material allows for the consistent, coherent and above all economic implementation of the overall concept in a structurally sensible supporting structure.

Fig. 6
Bogenschluss.
Completion of the arch.
(© Tiefbauamt Kanton St. Gallen)

allem auch in der Unterscheidung zu den pendelartig ausgeführten restlichen Bogenscheiben.

Der Überbau ist als als Spannbeton-Durchlaufträger ausgeführt. Die Stützweiten messen wegen der monolithischen Verbindung mit dem Bogen und infolge der Anordnung der Aufständerungen zwischen 38,45 m und 62,70 m. Der Hohlkastenquerschnitt wird über weite Bereiche konstant mit einer Bauhöhe von 2,75 m ausgeführt. Im Bereich der Endfelder erhält er entsprechend seiner Funktion als Rahmenriegel eine Voute und nimmt auf 4,75 m bzw. 5,00 m (Seite Pfäfers) und 4,30 m bzw. 4,50 m (Seite Valens) zu. Mit der Wahl der Breite des Hohlkastens von 5,00 m ergeben sich Kragarmlängen (inklusive Brüstung) von 2,73 m. Es liegt somit ein ausgewogener Querschnitt vor – eine Quervorspannung ist nicht erforderlich.

Durch die monolithische Verbindung der Aufständerungen mit Bogen und Überbau werden Lager nur an den Widerlagern erforderlich, an denen zum Ausgleich der Längenänderungen auch Fahrbahnübergänge an beiden Talseiten angeordnet werden.

Sämtliche Tragwerksteile sind in Stahlbeton oder Spannbeton (Überbau) ausgeführt. Mit dieser Materialwahl ist eine konsequente Umsetzung des Gesamtkonzepts

Erection and construction method

The core idea for the construction of the bridge consisted of a free cantilever structure with backspanning of the arch. The framework construction of the side fields are falseworks, as with the superstructure, which was erected on an arch-based scaffolding. The steep valley flanks and some areas of the Tamina River, therefore, remain completely untouched.

Bauherr/Owner
Tiefbauamt Kanton St. Gallen
Projektverfasser/Project author
Leonhardt, Andrä und Partner Beratende Ingenieure VBI AG, D-Stuttgart
Planungspartner/ Planning consultants
dsp Ingenieure & Planer AG, CH-Greifensee
Smoltczyk & Partner GmbH, D-Stuttgart
Prüfingenieure/Checking engineers
Prof. Thomas Vogel, ETH Zürich, Zürich
Pascal Klein, dipl. Ing. ETH/SIA/USIC, Zürich
Baugrundgutachter/ Geotechnical engineers
Dr. von Moos AG, Zürich
Bauleitung/ Construction management
Leonhardt, Andrä u. Partner Beratende Ingenieure VBI AG, D-Stuttgart
dsp Ingenieure & Planer AG, CH-Greifensee
Bauausführung/Construction
ARGE Taminabrücke (STRABAG AG, J. Erni AG, Meisterbau AG)
Planung Lehrgerüste/ Planning falseworks
LGB – Lehrgerüst GmbH, D-Meiningen

in ein konstruktiv sinnvolles Tragwerk schlüssig und vor allem auch wirtschaftlich möglich.

Herstellung und Bauausführung

Der Kerngedanke der Herstellung der Brücke besteht aus einem Freivorbau mit Rückverhängung des Bogens. Die Rahmenkonstruktionen der Seitenfelder werden ebenso wie der Überbau auf einem Lehrgerüst hergestellt, das mithilfe eines bogengestützten Gerüsts errichtet wird.
Die steilen Talflanken und die Bereiche der Tamina selbst bleiben somit vollständig unberührt, und ein Höchstmass an Rücksichtnahme auf die sensiblen Schongebiete ist sichergestellt.

Herstellung Kämpfer

Der Baubeginn erfolgte jeweils bei den beiden Kämpfern und den Widerlagern. Die Kämpfer wurden auf dem in einer Tiefe von ca. 6 m anstehenden Fels gegründet. Um die Zwangsspannungen bei den Massenbetonen der Kämpfer zu begrenzen, wurde die Temperaturdifferenz infolge der Hydratationswärme des Betons zwischen Kern und Oberfläche in der Ausschreibung auf 30 °C und die maximale Betontemperatur auf 60 °C festgelegt. Dazu wurden entsprechende Betonrezepturen mit einem Hochofenzement CEM III/B 32,5 entwickelt. Die bei der Ausführung über zwei Wochen mit Temperaturfühlern gemessenen Werte lagen dann auch bei einer Temperaturdifferenz von 26 °C und einer maximalen Kerntemperatur von 58 °C und somit im grünen Bereich.

This ensures the highest degree of protection for ecological sanctuaries.

Construction of the imposts

Construction began with work on the two imposts and the abutments. The imposts were founded on a 6 m deep rock. In order to limit restraining stresses at the bulk concrete of the imposts, the tender documents limited the temperature difference due to the hydration heat of the concrete to 30 °C between core and surface. The maximum soil temperature was to be no more than 60 °C. For this purpose, concrete recipes with a blast furnace cement CEM III/B 32.5 were developed. The values measured over two weeks with temperature sensors were within a temperature difference of 26 °C and a maximum core temperature of 58 °C and, therefore, within acceptable limits.

Construction of the arch

The arch was erected in a cantilever construction with temporary stay cables. The necessary auxiliary pylons made of steel and with a height of 107 m on the Pfäfers side and a height of 78 m on the Valens side were installed on the side of the imposts' foundations by using a spherical bearing.
The retention cables consisted of 7 to 24 single strands, coated with white polyethylene, which have a

Herstellung Bogen

Die Herstellung des Bogens erfolgte im Freivorbau mit einer temporären Abspannung. Die hierfür erforderlichen Hilfspylone aus Stahl mit einer Höhe von 107 m auf der Seite Pfäfers und 78 m auf der Seite Valens wurden seitlich auf den Kämpferfundamenten aufgestellt und durch ein Kalottenlager darauf gelenkig gelagert. Die Halte- und Rückhaltekabel bestanden aus 7 bis 24 weissen PE-ummantelten Monolitzen der Stahlgüte St 1680/1860 mit einer Querschnittsfläche von 150 mm² und einer Zugfestigkeit von 1860 N/mm².
Die Herstellung der einzelnen Bogenelemente erfolgte von der Seite Valens und Pfäfers nach einer gewissen Einarbeitungszeit parallel im Wochentakt (Fig. 5).
Der Bogenschluss erfolgte mit einem Bogenelement mit 3 m Länge und wurde mit der Freivorbauschalung der Seite Pfäfers nach dem Abbau der Freivorbauschalung auf der Seite Valens hergestellt. Durch die laufende messtechnische Überwachung der Bogenherstellung betrug die Hö-

Fig. 7
Überbau auf Lehrgerüst.
Superstructure on falseworks.
(© Tiefbauamt Kanton St. Gallen)

Fig. 8
Herstellung des Überbaus parallel zu Bogenständern.
Construction of the superstructure, parallel to arch stands.
(© Tiefbauamt Kanton St. Gallen)

Fig. 9
Die fertige Brücke.
The completed bridge.
(© Bastian Kratzke)

steel grade of St 1680/1860 with a cross-section of 150 mm² and a tensile strength of 1860 N/mm². At first, the single arch elements were constructed only on the Valens side and after a certain period of time on the Pfäfers side as well, in parallel and on a weekly basis (Fig. 5).
The arch was completed with a 3 m long bridge element and constructed with the cantilever scaffolding on the side of Pfäfers, after having removed the cantilever scaffolding on the Valens side. Due to the ongoing metrological monitoring of the arch erection, the height deviation at the closure segment was only 2.5 cm. This difference was compensated for by slightly loosening the retention cables on the last transverse beam level of the pylon on the Pfäfers side (Fig. 6).

Constructing the superstructure

The superstructure in the arch area was created section by section using a scaffolding, supported by the arch. First of all, the 50 m long

henabweichung bei der Schlusslücke nur 2,5 cm. Diese Differenz wurde durch ein geringes Entspannen der Rückhaltekabel auf der letzten Querträgerebene des Pylons auf der Seite Pfäfers ausgeglichen (Fig. 6).

Herstellung Überbau

Der Überbau im Bogenbereich wurde abschnittweise mit einem auf dem Bogen abgestützten Traggerüst erstellt. Dabei wurde zuerst der 50 m lange Bauabschnitt im Bereich des Bogenscheitels hergestellt und anschliessend der Überbau in jeweils 20 bis 30 m langen vier weiteren Bauabschnitten nach beiden Seiten bis zum Anschluss an die Vorlandtragwerke betoniert (Fig. 7).

Bogenständer mit Betongelenken

Parallel zur Erstellung des Überbaus erfolgte jene der massiven radialen Bogenständer mit einer Kletterschalung, Figur 8.

section of the arch crown was built and the superstructure was subsequently concreted to the foreland supporting structure, in 20 to 30 m long sections, divided into 4 construction phases (Fig. 7).

Arch stands with concrete hinges

The solid radial arch stands were erected parallel to the construction of the superstructure using a climbing formwork (Fig. 8).

Autor/Author
Volkhard Angelmaier
Dipl.-Ing.
Leonhardt, Andrä und Partner
Beratende Ingenieure VBI AG
D-70469 Stuttgart
stuttgart@lap-consult.com

Le tunnel RC6 et le pont sud sur la Birse à la frontière jurassienne

The RC6 tunnel and the south bridge over the Birse at the border between the cantons of Jura and Bern

Thierry Beuchat, Sylvain Plumey

Introduction

Le projet du tunnel de la route cantonale 6 – la RC6, ainsi que des ponts nord et sud sur la Birse – s'inscrit dans le cadre de la réalisation de la section 8 de l'A16 et plus particulièrement de la demi-jonction de Choindez. Le concept de celle-ci prévoyait effectivement la correction de la RC6 menant à Moutier, dont le coût avoisine les 20 millions, pour diverses raisons : Le déplacement de la route en rive gauche de la Birse permet d'étendre son confluent avec le ruisseau de Rebeuvelier et, en libérant le passage, de favoriser les échanges faunistiques, le site de la Verrerie se trouvant sur un corridor d'importance nationale. Les mesures prises se révèlent ainsi très favorables pour les milieux naturels et « compensent », du moins partiellement, les atteintes portées au secteur par l'implantation d'une demi-jonction.

Introduction

The project of the tunnel to carry the cantonal road 6, RC6, and the north and south bridges over the Birse form a part of the completion of section 8 of the A16 motorway and, more particularly, of the Choindez interchange. The concept of the latter included the straightening of the RC6 leading to Moutier, of which the cost is some 20 million, for various reasons: Moving the road to the left bank of the Birse permits the extension of its confluence with the Rebeuvelier and, by freeing the passage of the defile, favours the exchange of fauna, the la Verrerie site being located on a corridor of national importance. The measures taken thus prove to be very favourable for the natural environment and, at least partially, "compensate" the damage caused to the sector by the construction of an interchange.

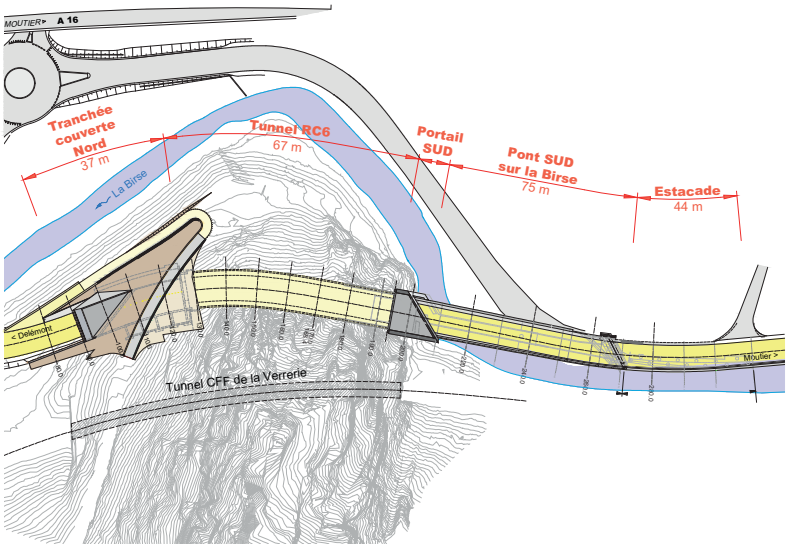


Fig. 1
Situation générale et localisation des parties d'ouvrage.
General situation and location of the parts of the construction works.

Parallèlement, la correction de la géométrie routière, et notamment la suppression du virage très serré au pied de la Roche St-Jean, permet d'améliorer sensiblement les conditions de sécurité.

Pour concrétiser ce basculement en rive gauche, ce nouveau tronçon de RC6 prend naissance dans le giratoire de la Verrerie, franchit la rivière par le pont nord sur la Birse, traverse l'anticlinal dit d'Envelier et rejoint la frontière cantonale au pied de la Roche St-Jean en enjambant une deuxième fois le cours d'eau grâce au pont sud (Fig. 1). Outre les usagers motorisés, les piétons et les deux-roues légers sont autorisés à emprunter l'ouvrage souterrain.

Géologie

Les falaises sub-verticales de la Roche St-Jean constituent un exemple remarquable d'une sortie de cluse, soit celle de Roches, sous la forme d'un défilé. « Et au milieu coule une rivière »… La Birse traverse en effet le site et l'a modelé jusqu'à lui donner l'image fascinante qu'on lui connaît.

Le tunnel traverse au nord des éboulis, puis le Calcaire du Kimméridgien et l'Oolithe de Ste-Vérène ainsi que les Calcaires algaires de Hautes Roches, pour déboucher dans la falaise abrupte sud que contourne la Birse.

La stratification très redressée a donné naissance à une série de falaises de 5 à 20 m de hauteur qui culminent à quelque 70 m en amont du portail nord. Le versant du portail sud est quant à lui constitué d'une falaise plus massive qui s'élève jusqu'à 80 m.

Les têtes des escarpements fracturées et altérées peuvent être à l'origine de chutes de pierres ou de blocs, raison pour laquelle des

In parallel, the correction of the line of the road and, in particular, the elimination of the very tight bend at the foot of the Roche St-Jean, permits a notable improvement in road safety.
To realise this switch to the left bank, this new section of the RC6 starts from the la Verrerie roundabout, crosses the river on the north bridge over the Birse, crosses under the anticline of Envelier and reaches the cantonal border at the foot of the Roche St-Jean by crossing the watercourse for a second time via the south bridge (Fig. 1). In addition to motor traffic, pedestrians and cyclists are authorised to use the tunnel.

Geology

The near-vertical cliffs of the Roche St-Jean are a remarkable example of a gorge exit, in this case from the defile of the Roches gorge. "And in the middle flows a river"… Indeed, the Birse flows through the site and has shaped it to the fascinating form that we know.
To the north, the tunnel crosses scree and then Kimmeridge limestone and Ste-Vérène oolite, as well as the Hautes Roches algal limestones, to emerge in the abrupt south cliff skirted by the Birse.
The very steeply pitched stratification has given rise to a series of cliffs 5 to 20 m high, culminating some 70 m above the north portal of the tunnel. The south portal to the tunnel is in a more massive cliff that rises to 80 m.
The fractured and altered crests of the escarpments can be the source of rock falls, for which reason protective measures (clearances, nets, bolting, monitoring of certain uncertainties, etc.) were taken prior to the construction of the tunnel with a view to ensuring the required safety before starting work. Furthermore, the south portal has a west wall that extends beside the bridge for some fifteen metres to provide lateral protection.

mesures de protection (purges, filets, clouages, surveillance de certains aléas, etc) ont été prises préalablement à la construction du tunnel, ceci en vue d'assurer la sécurité requise en phase chantier déjà. En outre, le portail sud présente un mur ouest qui accompagne le pont sur une quinzaine de mètres, en le protégeant latéralement.

Fouille et tranchée couverte nord

Le front d'attaque a été fixé en tenant compte d'une couverture minimale de quelque 4 m au-dessus de la naissance de la voûte est du tunnel.
La fouille s'étendait sur quelque 40 m pour une hauteur maximale de plus de 30 m et permit la construction des éléments du portail nord, à savoir un ouvrage d'entrée et une tranchée couverte trapézoïdale. La zone est traversée obliquement par le chemin de traîne qui dessert les massifs boisés en direction de La Combe et la topographie préexistante a été rétablie dans la mesure du possible lors du remblayage final (Fig. 2).
Compte tenu de son implantation par rapport au versant, la tranchée couverte est soumise à des sollicitations fortement asymétriques, avec une forte poussée exercée à l'état final par le massif, et très variables malgré sa longueur réduite. Le concept structural de l'ouvrage répond à cette exigence par différentes mesures (Fig. 3).

North cut and cover

The cutting face was fixed, taking account of a minimum cover of some 4 m above the start of the east wall of the tunnel.
The excavation extended some 40 m with a maximum height of over 30 m and allowed the construction of the elements making up the north portal, namely an portal structure and a trapezoidal covered trench. Crossing the zone obliquely is the sledge track that serves the wooded heights in the direction of La Combe and the pre-existing topography was re-established so far as possible during the final backfill (Fig. 2).
Given its position relative to the flank of the ridge, the cut and cover section is subject to highly asymmetrical stresses, with, in the final state, a strong thrust from the solid rock, and these vary greatly despite its short length.

Fig. 2
Vue de l'ouvrage d'entrée nord.
View of the north portal.

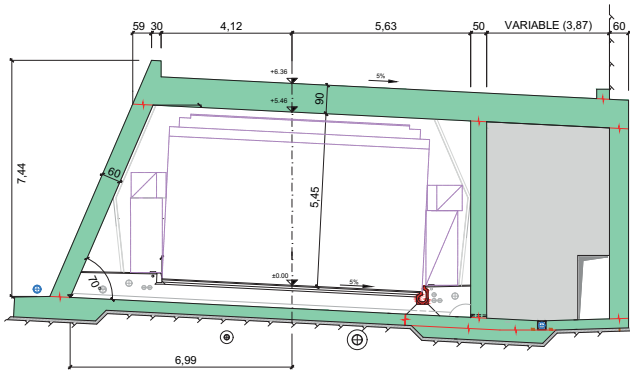


Fig. 3
Coupe transversale de la tranchée couverte nord.
Cross-section of the north cut and cover.

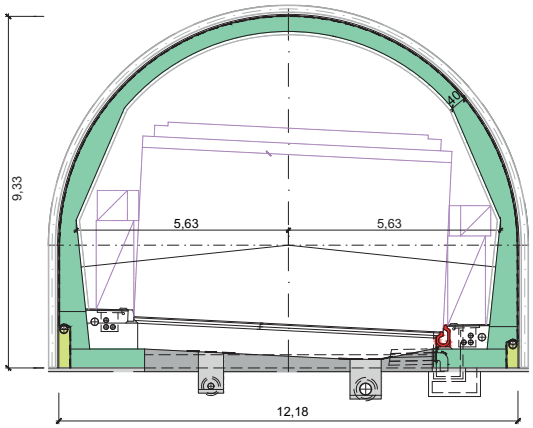


Fig. 4
Section transversale du tunnel.
Cross-section of the tunnel.

Fig. 5
Vue du tunnel en construction.
View of the tunnel under construction.

Le piédroit aval présente ainsi une inclinaison significative afin d'améliorer la reprise des sollicitations transversales. La prolongation de la dalle supérieure sur un vide sanitaire, implanté à l'amont du tube routier, et la réalisation de voiles transversaux engravés dans le massif rocheux améliorent également le comportement structural transversal de l'ouvrage. Par rapport à un concept traditionnel de cadre à deux montants, la structure imaginée conduit à une réduction importante des sollicitations dans la dalle et évite le développement de moments positifs dans l'angle de cadre amont, difficiles à maîtriser constructivement.
Une liaison continue avec le revêtement armé du tunnel et la prolongation de la dalle de la tranchée couverte en souterrain permettent d'activer le cas échéant le tunnel en cas de déplacement de la tranchée couverte.
Le radier assure la transmission des efforts horizontaux directement au rocher calcaire situé à l'amont et ce principe soulage ainsi les efforts sur les fondations du montant aval réalisées à proximité du talus de la Birse.
Le concept proposé augmente ainsi la robustesse globale de l'ouvrage et permet de couvrir les aléas usuels aux structures en interaction avec le sol ou le rocher.

The structural design meets these demands through various measures (Fig. 3).
The side wall on the downhill side is significantly inclined to better support the transverse forces. The extension of the roof slab over a void behind the wall on the uphill side of the road and the creation of cross braces anchored in the solid rock also improve the transverse structural behaviour of the structure. Relative to a traditional design with two uprights, the structure used here leads to a major reduction in the stresses in the roof slab and avoids the development of positive moments in the frame angle on the uphill side, which are difficult to control structurally.
A continuous link with the reinforced lining of the tunnel and

Tunnel RC6

Le tunnel présente un profil type probablement unique, du moins en Suisse: si la partie supérieure demeure circulaire comme à l'accoutumée, les zones latérales sont

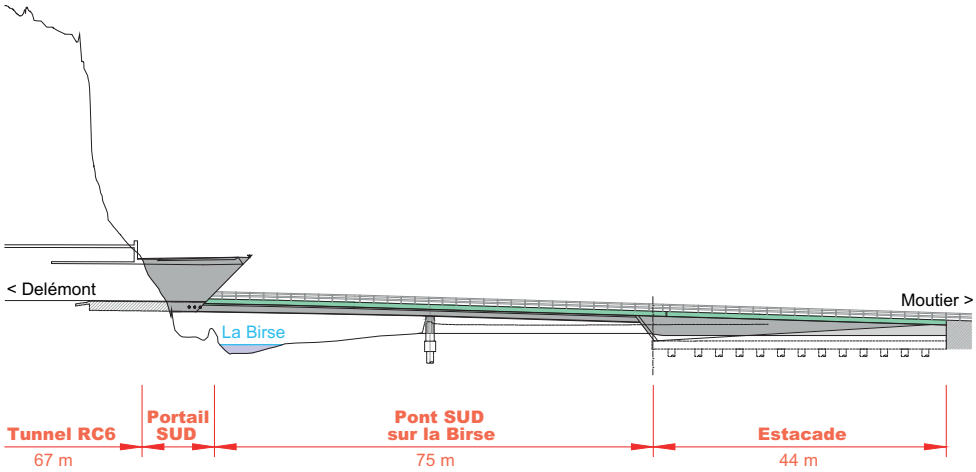


Fig. 6
Élévation du pont sud sur la Birse, du portail et de l'estacade.
Longitudinal section of the south bridge over the Birse, of the portal and the dam.

the underground prolongation of the slab of the covered trench enable the tunnel to be activated, if need be, in the event of movement of the cut and cover.
The ground slab transmits horizontal forces directly to the limestone rock on the uphill side, thus relieving forces on the foundations of the wall on the downhill side, which are close to the bank of the Birse.
The proposed design thus makes the overall structure more robust and covers the uncertainties that usually affect structures in interaction with the ground or the rock.

RC6 tunnel

The tunnel has a profile of a type that is probably unique, at least in Switzerland: while the upper part is a circular arc, as is usual, the sides are straightened, each formed of two planes in chevron (Figs. 4 and 5). This static load "extravagance" arises from architectural considerations. By this means, a continuity, a unity, even, is created between the north and south entries on the one hand and the tunnel on the other. The short length of the tunnel excavation, at just 67 m, permitted the implementation of this unusual design.

South portal and bridge over the Birse

The south bridge over the Birse consists of two asymmetrical

linéarisées et forment chacune deux plans en forme de chevrons (Fig. 4 et 5). Cette «extravagance» statique découle de considérations architecturales. En effet, ce principe permet de créer une continuité, une unité, entre d'une part les portails sud et nord et le tunnel, d'autre part. C'est la faible longueur du tunnel creusé, soit 67 m, qui a permis la mise en œuvre de ce concept peu banal.

Pont et portail sud sur la Birse

Le pont sud sur la Birse est constitué de deux travées asymétriques de 49 et 29 m, l'unique pile centrale prenant place dans la zone de l'ancien mur soutenant la route cantonale construite autrefois en rive droite. La démolition de cette dernière a permis de recréer un véritable lit majeur, celui qu'occupait la rivière avant l'arrivée de l'homme.
La préservation des qualités paysagères du site imposait une intégration discrète du pont au pied des éperons rocheux; l'ouvrage reste humble face aux majestueux escarpements. En particulier aucune structure porteuse ne s'étend au-dessus de la surface de roulement et ses formes restent sobres. Le tablier présente une épaisseur réduite au maximum, variable de 1,4 à 1,2 m, ce qui conduit à un important élancement et participe donc à l'esthétique du pont. Afin de maintenir cette impression d'élancement, ce dernier s'en-

Maitre d'ouvrage/Owner
Service des Infrastructures, République et Canton du Jura
Ingénieurs civils/Civil engineer
Buchs & Plumey SA, Porrentruy, GVH SS, Delémont
Architecte/Architect
La Transjurane, Delémont
Entreprise de construction/Contractor
Consortium CTRC6: Infra Tunnel SA, Bieri & Grisoni SA et F. Hänzi SA

spans of 49 and 29 m, with the single central pillar placed in the area of the old supporting wall of the cantonal road originally built on the right bank. The demolition of the latter has permitted the recreation of a true flood plane, as was occupied by the river before the arrival of man.
The preservation of the landscape qualities of the site imposed a discrete integration of the bridge and the foot of the rock spurs; the structure remains humble relative to the majestic escarpments. In particular, no load-bearing structure extends above the road surface and its outlines remain sober. The thickness of the bridge deck is reduced to a minimum, varying between 1.4 and 1.2 m, this makes it particularly slender and contributes to the aesthetic appearance of the bridge. To maintain this impression of slenderness, the bridge is "engulfed", even encased, in the tunnel portal, which protrudes in overhang above the river (Fig. 6).
Consisting of a solid slab and two cantilevers (Fig. 7), it is prestressed both transversally and longitudinally. It was built in two longitudinal stages, requiring the use of falsework over the bridge deck to support the main span while limiting the risks of log jam arising from the potential flooding of the Birse (Fig. 8).
The east flank of the bridge is up against the Roche St-Jean, which remains free of any excavation. While the south abutment is an integral part of the projecting wall built on the south bank, which closes with the rock at this point, the north end of the bridge is set back to the point of disappearing into the RC6 tunnel. The geometry of the tunnel por-

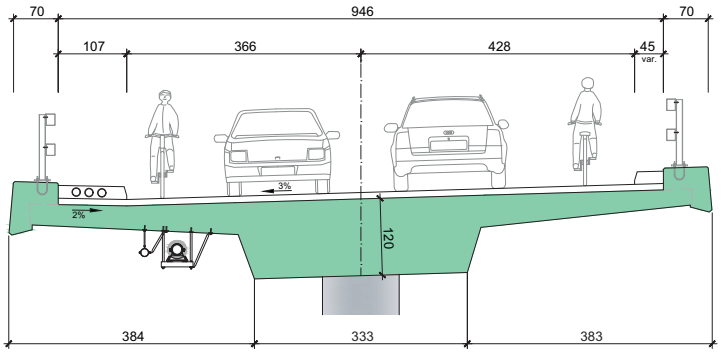


Fig. 7
Section transversale du tablier.
Cross-section of the bridge deck.

Fig. 8
Engagement des cintres par-dessus le tablier.
Use of falsework over the bridge deck.

Fig. 9
Vue du portail et du tunnel.
View of the tunnel and its portal.

gouffre, s'encastre même, dans le portail qui s'avance en surplomb au-dessus de la rivière (Fig. 6).
Constitué d'une dalle massive et de deux porte-à-faux (Fig. 7), il est précontraint transversalement et longitudinalement. Sa réalisation en deux étapes longitudinales a nécessité l'engagement de cintres disposés par-dessus le tablier pour franchir la portée principale tout en limitant les risques d'embâcle liés aux crues potentielles de la Birse (Fig. 8).
Le flanc est du pont est accolé à la Roche St-Jean qui demeure quant à elle préservée d'une excavation. Alors que la culée sud fait partie intégrante du mur en estacade construit en rive droite et dont elle constitue la fermeture contre le rocher, l'extrémité nord du pont est en retrait jusqu'à disparaître dans le tunnel RC6.
La géométrie du portail découle de considérations architecturales et de la nécessité de protéger l'axe routier du risque de chutes de pierres depuis la falaise. Sa longueur a aussi été réduite au maximum de manière à minimiser l'impact des travaux sur la falaise à préserver.
Les parements intérieurs des murs réalisés en facettes permettent d'assurer une transition harmonieuse entre l'extrémité du portail et le revêtement du tunnel dont les zones latérales ont été adaptées selon le principe décrit plus haut (Fig. 9).
Le portail joue un rôle statique prépondérant pour le pont qu'il

tal arises from architectural considerations and the necessity of protecting the roadway from the risk of stone-fall from the cliff. Its length has been reduced to a minimum so as to minimise the impact of the work on the cliff to be preserved.
The faceted interior facings of the walls provide for a harmonious transition between the extremity of the tunnel portal and the lining of the tunnel, the side walls of which have been adapted according to the principle described above (Fig. 9).
The tunnel portal plays a dominant static role for the bridge, which it supports in cantilever above the Birse (Fig. 10). The loads arising from this are transmitted by transverse pretressing consisting of three cables of nineteen 0.6" strands in the walls of the portal and founded on the rock. The overall equilibrium of the tunnel portal is ensured by a monolithic bond with the lining of the tunnel, embedded in the solid rock, and by the underground extension of the roof slab of the portal over a length of 12.5 m.
In order to permit the removal of bridge deck supports during execution and before completion of the south portal, which supports it, active vertical anchor ties were installed in line with the south work face to provisionally embed the bridge deck, limit stresses and control deformations during the work phase.

soutient en porte-à-faux au-dessus de la Birse (Fig. 10). Les charges provenant de celui-ci sont transmises grâce à une précontrainte transversale composée de trois câbles de 19 torons 0,6" aux murs du portail puis sur le rocher. L'équilibre global du portail est assuré par la réalisation d'une liaison monolithique avec le revêtement du tunnel encastré dans le massif rocheux et par la prolongation de la dalle du portail en souterrain sur une longueur de 12,5 m.
Afin de permettre, en cours d'exécution, le décintrage du tablier avant la réalisation du portail sud qui le soutient, des tirants d'ancrage actifs verticaux ont été réalisés au droit du front d'attaque sud pour encastrer de manière provisoire le tablier, limiter les sollicitations et maîtriser les déformations en phase de chantier.

Difficultés en cours de chantier

Les méthodes de réalisation des différents ouvrages ont été fortement influencées par la forte exiguïté du site, ainsi que par la présence du cours d'eau, de la RC6 existante, d'une voie ferroviaire, de la demi-jonction autoroutière A16 et d'une ligne électrique à haute tension.
Une voie ferroviaire existante se situe à l'ouest du tunnel routier et une distance de quelque 25 à 35 m sépare les deux axes, soit jusqu'à moins de 17 m entre les piédroits des deux ouvrages souterrains. Elle traverse le tunnel dit

Fig. 10
Vue du portail et du tablier.
View of the tunnel portal and the bridge deck.

Difficulties during work

The methods employed to create the various structures were greatly influenced by the very cramped nature of the site, as well as by the presence of the water course, the existing RC6, a railway line, the A16 motorway interchange and a high-voltage electricity line.

An existing railway line is located to the west of the road tunnel, with a distance of some 25 to 35 m between the two axes, making a minimum distance of less than 17 m between the side walls of the two underground structures. It passes through the so-called "Verrerie de Roches" tunnel, a structure that came into service in 1877 and required increased monitoring during the work.

During the work, the monitoring was also extended to include the behaviour of the surrounding rock during the excavation of the cut and cover and of the tunnel itself. The monitoring included as well keeping track of the potentially unstable blocks above the site.

The traffic on the RC6, kept flowing on the old road until completion of the first phase of the bridge and was then diverted through the Roche St-Jean motorway tunnel to permit completion of the structure.

Conclusion

Essentially, the improvement of the RC6 is favourable for the natural environment and improves the safety conditions for traffic. The link between Moutier and the Jura is now straighter and still shorter.

The design of the civil engineering structures, considering the integration and the originality of the very particular profile of the tunnel, mean that, small though it may be, it has everything to make it great!

«de la Verrerie de Roches», ouvrage mis en service en 1877 et a nécessité une surveillance accrue lors des travaux.

En cours de travaux, la surveillance a également été élargie afin d'intégrer le suivi du comportement du massif rocheux pendant les travaux de fouille et d'excavation du tunnel. La surveillance a également inclus le suivi particulier de blocs potentiellement instables au-dessus du chantier.

Le trafic de la RC6, maintenu sur l'ancienne route jusqu'à la fin de la réalisation de la première étape du pont, a ensuite dû être dévié dans le tunnel autoroutier de la Roche St-Jean pour permettre l'achèvement de l'ouvrage.

Conclusion

En substance, on retiendra que le réaménagement de la RC6 est favorable pour les milieux naturels et améliore les conditions de sécurité pour le trafic. Le lien entre Moutier et le Jura s'en trouve encore plus rectiligne, encore plus proche.

La conception des ouvrages d'art rime avec intégration et l'originalité du profil du tunnel de forme particulière, fait que même s'il est petit, il a tout d'un grand !

Auteurs/Authors

Thierry Beuchat
ing. civil dipl. EPFL SIA
Service des Infrastructures,
République et Canton du Jura
thierry.beuchat@jura.ch

Sylvain Plumey
Dr ès sc. techn., ing. civil dipl. EPFL SIA
Bureaux Buchs & Plumey SA et
GVH SA
s.plumey@buchs-plumey.ch

Ersatzneubau Schönenwerdbrücke, Dietikon
Construction of new Schönenwerd bridge in Dietikon

Oliver Müller, Pascal Leu

Einleitung

Die Brücke Schönenwerd in Dietikon überquert die vier SBB-Gleise der Linie Zürich–Bern sowie einen daneben verlaufenden Geh- und Radweg stark schiefwinklig unter ca. 30°. Das Neubauprojekt nahm direkten Bezug auf die sehr einschneidenden Randbedingungen des Bahnbetriebs, und der Unterbruch der Bernstrasse wurde so kurz wie möglich gehalten. Im Bahnbereich wurde eine Stahl-Beton-Verbundkonstruktion eingesetzt. Vier Stahlkasten aus wetterfestem Stahl stellen die Haupttragelemente dar. Die Randzone im Bereich über dem Geh- und Radweg ist in Spannbeton ausgebildet. Der Rückbau der bestehenden Brücke (Stahlträgerrost) sowie das Einheben der neuen Brückenträger erfolgten mit grossen Raupenkranen. Der anspruchsvolle Rück- und Neubau erfolgte in weniger als einem Jahr.

Introduction

The Schönenwerd bridge in Dietikon straddles both the SBB (Swiss railway) tracks on the Zürich to Bern line and the adjacent cycle and foot path at a very acute angle of less than 30°. The new construction project directly addressed the very incisive constraints in terms of railway operations and traffic interruption on Bernstrasse road was kept to a minimum. A steel composite structure was used over the tracks. The main structural elements are four steel boxes made of weathering steel. The perimeter area above the cycle and foot path is made of prestressed concrete. Large crawler cranes were used to remove the existing bridge (steel joist structure) and to put the new bridge girders in place. These challenging deconstruction and bridge erection took less than a year.

Fig. 1
Brücke und Rad-/Gehweg in Betrieb.
Bridge and cycle and foot path in operation.

Wesentliche Randbedingungen

Die bestehende Brücke aus dem Jahr 1935 entsprach den heutigen Anforderungen nicht mehr und musste ersetzt werden. Neben den vier SBB-Gleisen war neu auch ein Rad- und Gehweg zu überbrücken. Eine Zwischenabstützung zwischen Gleis und Radweg wäre grundsätzlich möglich gewesen, die extremen Spannweitenunterschiede, die Anprallgefährdung und die unbefriedigende, eingeengte Führung des Radwegs sprachen jedoch dagegen. Die möglichen Sperrzeiten für Nachtarbeiten waren äusserst eng: Zwei Gleise standen während netto rund viereinhalb Stunden zur Verfügung, eine Totalsperrung war nur einmal wöchentlich während netto rund eindreiviertel Stunden möglich. Da während des Rückbaus der alten und der Erstellung der neuen Brücke der Verkehr grossräumig umgeleitet werden musste, war eine möglichst kurze Bauzeit anzustreben, was sich ebenfalls stark auf den Bauablauf und das Tragwerkskonzept auswirkte.

Gesamtkonzept und Gestaltung

Aufgrund der Randbedingungen und insbesondere bestimmt durch die äusserst kurzen Sperrzeiten wurde ein Konzept entwickelt, das eine vom Bahnbetrieb so weit als möglich unabhängige Bauausführung erlaubte und nur für sehr spezifische Arbeiten eine Vollsperrung aller Gleise verlangte. Um die Bauzeit kurz zu halten, wurde zudem bei der Konzeptwahl ein grösstmöglicher Anteil an Vorfabrikation bei gleichzeitiger Minimierung der Bauhilfsmassnahmen im Bahnbereich (Lehr-/Schutzgerüst) angestrebt. Die Geometrie des Querungsbauwerks ergab sich aus der Berücksichtigung

Essential parameters

The existing bridge from 1935 no longer met today's requirements and had to be replaced. In addition to the SBB tracks, a cycle and foot path also had to be spanned. While it would have been possible, in principle, to create an intermediate support between the tracks and the cycle and foot path, the different span widths, the risk of a train impact and also the unsatisfactory, narrow course of the path suggested otherwise. The available time slots for night work were extremely tight: two tracks were available for a net period of four and a half hours and a total closure was only possible for a net period of one and three quarter hours once a week. Given that a large-scale diversion of traffic was required in order to remove the old bridge and put the new one in place, the overall aim was that the construction period would be as short as possible. This had a considerable effect on the construction schedule and the structural concept for the bridge.

Global concept and design

Due to the constraints and, in particular, the extremely short track closures, a concept was developed that allowed for the execution of the construction project as independently of rail operations as possible, which meant that the full closure of the tracks was required for very specific works only. In addition, in order to keep the construction period as short as possible, the concept provided for the use of as many prefabricated elements as possible while at the same time minimizing the need for auxiliary construction measures (falsework/support scaffolding) in the vicinity of the tracks. The geometry of the bridge crossing arose from considerations relating to the required clearance profile or minimum distances to the SBB tracks. The abutments are set skewed to the road axis in order to keep the span length as short as possible.

The bridge aesthetics was a secondary consideration in view of the technical challenges and limited visibility. Nonetheless, the structure was required to have an appearance appropriate to its high level of technical quality and in keeping with a modern engineering structure built with simplicity in mind.

der geforderten Lichtraumprofile bzw. Mindestabstände zu den SBB-Gleisen. Die Widerlager sind gegenüber der Strassenachse schief angeordnet, um die Spannweite so kurz wie möglich zu halten.

Der Gestaltung der Brücke kam in Anbetracht der technischen Problemstellungen und der begrenzten Einsehbarkeit eine eher untergeordnete Rolle zu. Dennoch bestand der Anspruch, dass das Bauwerk im Sinne eines modernen, schlicht gestalteten Ingenieurbauwerks ein seiner hohen technischen Qualität angemessenes Erscheinungsbild haben sollte.

Tragwerkskonzept

Zugunsten einer möglichst unterhaltsarmen Konstruktion wurde die Brücke als integrale Rahmenkonstruktion ausgebildet und die Träger wurden beidseitig monolithisch mit den Brückenwiderlagern verbunden. Die schiefe Lagerung verstärkt die Einspannung der Träger aufgrund der nicht rechtwinklig auf der Längsachse stehenden Widerlagerwände.

Die Gleise überspannt eine Stahl-Beton-Verbundkonstruktion. Vier luftdicht verschweisste Stahlkas-

Structural concept

With the aim of creating a structure that would require as little maintenance as possible, the bridge was designed as an integral frame structure and the girders were monolithically connected to the abutment on each side. The skewed line of supports reinforces the fixing of the beams due to the abutment walls that are not at a right angle to the longitudinal axis.

A steel composite structure straddles the tracks. The main structural elements are four airtight welded steel box girders, made of weathering steel, that are arranged in a fan shape in keeping with the varying width of the bridge. The reinforced concrete deck of the composite bridge consists of prefabricated concrete elements that were installed as lost formwork to

Fig. 2
Stark schiefwinklige Betonvoute beim Rad- und Gehweg mit eingespannten Stahlträgern.
Very acute-angled concrete haunch at the cycle and foot path with restrained steel girders.

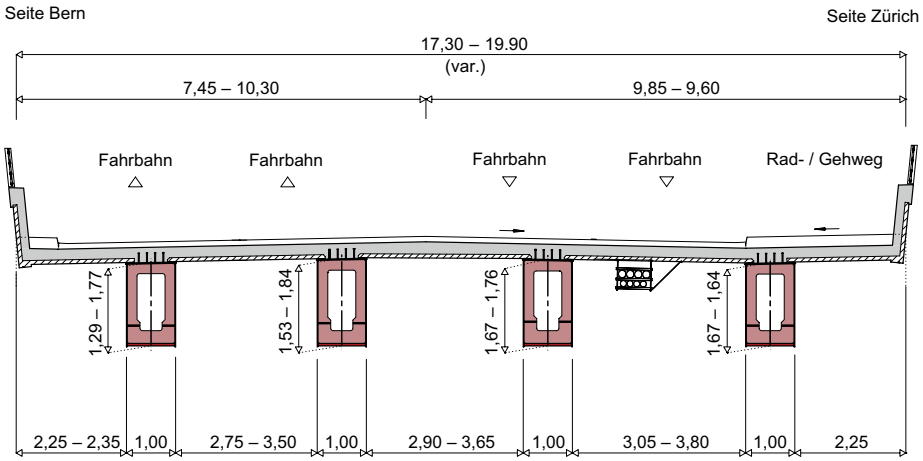


Fig. 3
Brückenquerschnitt.
Bridge cross-section.

ten aus wetterfestem Stahl, die der variablen Brückenbreite entsprechend leicht gefächert angeordnet sind, stellen die Haupttragelemente dar. Die darüberliegende Fahrbahnplatte, die mit den Stahlträgern im Verbund wirkt, besteht aus Fertigbetonteilen, die als verlorene Schalung eingesetzt und mit einer Ortbetonschicht ergänzt wurden.
Ausserhalb des Bahnbereichs, in der Randzone über dem Rad-/Gehweg, konnte ein konventionelles Lehrgerüst eingesetzt werden. Hier wurde der Überbau als Hohlkasten mit variabler Höhe in Spannbeton ausgebildet und mit der Verbundkonstruktion monolithisch verbunden.
Unter Berücksichtigung der erforderlichen Lichtraumbreiten resultiert eine Systemlänge (schiefe Spannweite) von 51 m. Die Schlankheit beträgt bei einer mittleren Konstruktionshöhe von 2,0 m rund $^1/_{25}$, was zwar verhältnismässig schlank, aber dank der durch die Schiefe verstärkten Rahmenwirkung noch wirtschaftlich ist. Auf der Brücke werden bis zu fünf Fahrspuren und ein Rad-/Gehweg angeordnet. Die Brückenbreite variiert von 17 m bis 20 m. Die integrale Konstruktion ist trotz der verhältnismässig grossen Länge und Schiefe möglich, da im Vergleich mit einer vorgespannten Ortbetonkonstruktion deutlich geringere (Langzeit-)Verformungen auftreten.

which an in situ layer of concrete was added.
A conventional falsework was used in the peripheral zone above the cycle and foot path, away from the track area. In this case, the superstructure was designed as a prestressed concrete box girder in varying heights and was monolithically connected to the composite structure.
Taking the required clearance widths into account, the system length (oblique span) is 51 m. At an average construction height of 2.0 m, the slenderness is $^1/_{25}$ which is relatively slender but still economical thanks to the enhanced restraint effect due to the skew. The bridge has up to five traffic lanes and a cycle and foot path. The width of the bridge varies from 17 m to 20 m. The integral structure is possible despite the considerable length and skew given that considerably fewer (long term) deformations occur compared with a prestressed in situ concrete structure.
At the Schlieren side, the foundation consists of large drilled piles in the load-bearing moraine. At the Dietikon side, the moraine layer is near the surface so that a shallow foundation was possible.

Special design details

Due to the risk of stray current, the post-tensioning cables of the bridge were electrically insulated (Category C).

Das Bauwerk wurde auf der Seite Schlieren mit Grossbohrpfählen in der tragfähigen Moräne fundiert. Auf der Seite Dietikon steht die verschwemmte Moränenschicht hoch an, sodass hier eine Flachgründung möglich war.

Besondere konstruktive Details

Aufgrund der Streustromgefährdung wurde die gesamte Vorspannung der Brücke elektrisch isoliert (Kategorie C) ausgeführt.

Übergang Stahlträger – Betonvoute

Beim Übergang vom Stahl-Beton-Verbundquerschnitt des Überbaus in die Spannbetonkonstruktion der Hohlkastenvoute – etwa im Viertelspunkt der Brückenspannweite – sind die Stahlträger monolithisch mit den Stegen der Hohlkasten verbunden (Fig. 5). Dazu wurden die Spannglieder, die die Betonstege längs vorspan-

Bauherrschaft/Owner
Baudirektion Kanton Zürich, Tiefbauamt
Projekt und Bauleitung/ Project and site management
dsp Ingenieure + Planer AG, Uster
Gestaltung/Design
Balz Amrein/Architektur/Brückenbau, Zürich
Ausführung/Execution
Baumeister/Main contractor: Implenia Schweiz AG, Zürich
Stahlbau/Steel construction: Senn AG, Oftringen

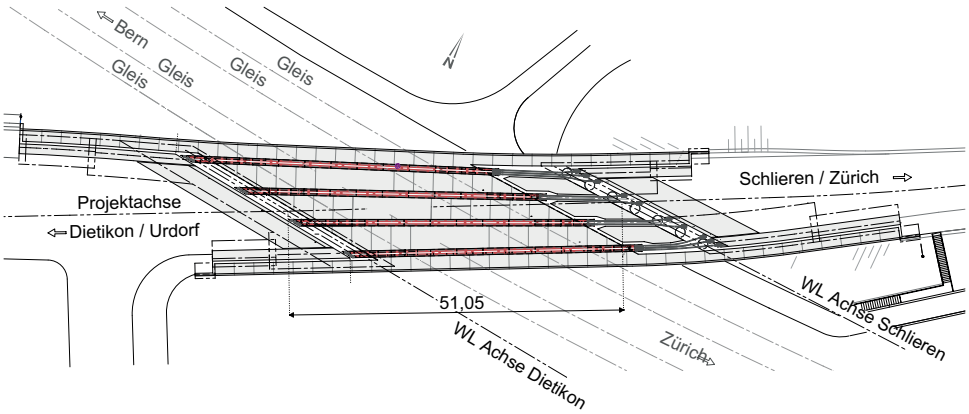


Fig. 4
Brückenuntersicht.
View of the bridge from below.

Transition of steel girder – concrete haunch

At the point of transition between the steel composite section of the superstructure and the haunched prestressed concrete box, approximately the quarter point of the bridge span, the steel girders are monolithically connected to the web of the concrete box girder (Fig. 5). To achieve this, the tendons that post-tension the concrete webs longitudinally are inserted into the steel girders and are anchored there with steel yokes. The position of the tendons in cross-section and the size of the post-tensioning forces were designed in such a way that the joints between the end plate of the steel girders and the concrete webs remain under pressure under service loads (rare load situation). In order to transfer large compressive loads occurring, compressive reinforcements were used in the contact joint, force-fitted with the steel girders. After the cables were stressed, the chambers of the steel girders in this node were filled with concrete for improved durability.

nen, bis in die Stahlträger hineingeführt und dort über Stahljoche abgespannt. Die Lage der Spannglieder im Querschnitt und die Grösse der Vorspannkräfte wurden so abgestimmt, dass die Fugen zwischen den Kopfplatten der Stahlträger und den Betonstegen unter Gebrauchslasten (seltener Lastfall) überdrückt bleiben. Zur Einleitung der auftretenden grossen Druckkräfte in der Kontaktfuge wurden kraftschlüssig mit den Stahlträgern verbundene Druckbewehrungen angeordnet. Die Kammern der Stahlträger in diesem Knotenbereich wurden nach dem Spannen der Kabel für eine bessere Dauerhaftigkeit ausbetoniert.

Rahmenecke Widerlager Schlieren

Die Rahmenecke beim Widerlager Schlieren wird durch eine Aufweitung der auf den Bohrpfählen fundierten Widerlagerwand gebildet. Die Wand wurde von 1,70 m auf 2,40 m verbreitert, damit in

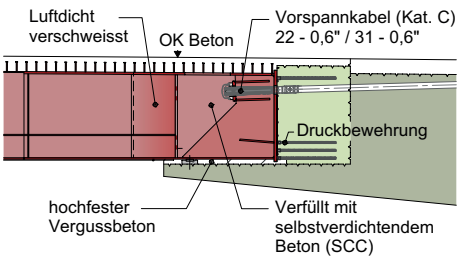


Fig. 5
Übergang Stahlträger-Betonvoute auf Seite Schlieren.
Transition of steel girder – concrete haunch on the Schlieren side.

Frame corner at Schlieren abutment

The frame corner at the Schlieren abutment is made by expanding the abutment wall above the drilled piles. The wall was "widened" by 1.70 m to 2.40 m so that the post-tensioning cables could be neatly anchored, resulting in sufficient structural height for absorbing internal forces. The top section was designed as a (concealed) end cross beam with the required strong reinforcement.

Frame corner at Dietikon abutment

The frame corner on the Dietikon side is created by inserting the steel girders into the abutment wall. To this end, tendons in the outer part of the frame corner were drawn vertically through the steel girders and fixed to them directly (Fig. 6). Large compressive forces are to be transferred in the inner part of the frame corner, at the visible side of the abutment wall. A stainless steel tilt strip that is firmly joined with a compressive reinforcement, transfers these forces to the concrete. The tilt strip is a non-replaceable component for force transmission and not a bearing (there is no movement in its final state). In the abutment wall, the tendons run down into the foundation slab.

der Rahmenecke die Vorspannkabel sauber verankert werden konnten und sich eine genügende statische Höhe zur Aufnahme der Schnittkräfte ergab. Ihr Kopfbereich wurde als (versteckter) Endquerträger mit entsprechend starker Bewehrung ausgebildet.

Rahmenecke Widerlager Dietikon

Die Rahmenecke auf der Seite Dietikon wird im Wesentlichen durch die Einspannung der Stahlträger in die Widerlagerwand gebildet. Dazu wurden Spannglieder im äusseren Teil der Rahmenecke vertikal durch den Stahlträger geführt und direkt gegen diesen abgespannt (Fig. 6).

Im inneren Teil der Rahmenecke – an der sichtbaren Front der Widerlagerwand – sind grosse Druckkräfte aufzunehmen. Eine Kippleiste aus rostfreiem Stahl, die kraftschlüssig mit einer Druckbewehrung verbunden ist, leitet diese Kräfte in den Beton ein. Bei der Kippleiste handelt es sich um ein nicht austauschbares Bauteil zur Krafteinleitung und nicht um ein Lager (im Endzustand treten keine Bewegungen auf). Die Spannglieder verlaufen in der Widerlagerwand bis in die Fundamentplatte hinunter. Sie weisen an ihren Tiefpunkten aber keine Anker auf, sondern werden in einer Schlaufe durch die Fundamentplatte geführt und beim benachbarten Stahlträger wieder nach oben gezogen. An beiden Enden des Spannglieds sind Spannanker angeordnet, die simultan vorgespannt wurden.

However, they do not have an anchor at their lowest point but are drawn in a loop through the foundation and upwards again through the adjacent steel girder. There are anchors at each end of the tendon that are simultaneously stressed.

Construction

A provisional bridge was built for non-motorized traffic before the existing bridge was closed. The super structure (with the exception of the pavement and parts of the bridge in the peripheral areas) had to be removed at night. When the tracks were shut down, the concrete parapets, the pathway and the deck slab were cut into smaller parts and removed by crane. The remaining steel structure, including a provisional structure and suspension equipment, weighed approx. 186 t. It was removed with a crawler crane while all tracks were shut down.

Afterwards a protective scaffolding was set up on each side of the tracks so that the existing abutments could be removed and the new substructures erected without having to completely shut down the tracks. The greater part of the abutments were demolished during the day with this protection in place. The new substructures (including pile foundation at the Schlieren side) were also built during the day behind the safety scaffoldings. The concrete haunch at the Schlieren side

Bauausführung

Vor der Sperrung der bestehenden Brücke wurde eine Hilfsbrücke für den Langsamverkehr erstellt. Der Rückbau des Überbaus (mit Ausnahme von Belag und Brückenteilen in Randbereichen) musste nachts erfolgen. Bei gesperrten Gleisen wurden die Betonbrüstungen, die Gehwegplatten und die Fahrbahnplatte in Elemente geschnitten und mit Pneukranen herausgehoben. Die verbleibende Stahlkonstruktion wies inkl. Hilfskonstruktionen und Aufhängevorrichtung ein Gewicht von rund 186 t auf. Sie liess sich mit einem Raupenkran in einer Totalsperre herausheben.

Um den Rückbau der bestehenden Widerlager und die Errichtung der neuen Unterbauten unabhängig von Gleissperrungen ausführen zu können, wurde vorgängig beidseits der Gleisanlage ein Schutzgerüst erstellt. In dessen Schutz konnte der Grossteil der Widerlager tagsüber abgebrochen werden. Die neuen Unterbauten (inkl. Pfahlfundation Seite Schlieren) konnten hinter den Schutzgerüsten ebenfalls in Tagarbeit erstellt werden. Die Betonvoute auf Seite Schlieren wurde mit einem Trägergerüst, ebenfalls hinter dem Schutzgerüst, errichtet.

Für die Montage der vier Stahlträger kam wiederum ein Raupenkran zum Einsatz. Es wurden jeweils zwei Träger über Joche miteinander verbunden und gemeinsam eingehoben. Dadurch wurden lediglich zwei Wochenenden für den Einhub beansprucht. Unmittelbar nach dem Setzen der Träger wurde der Fugenschluss am Trägerende Seite Schlieren realisiert. Um die Zwängungskräfte infolge Vorspannung gering zu halten, wurden die Stahlträger auf Seite Dietikon erst nach dem Spannen der horizontalen Kabel in der Betonvoute monolithisch mit der Widerlagerwand verbunden. Die Träger wurden dazu mit

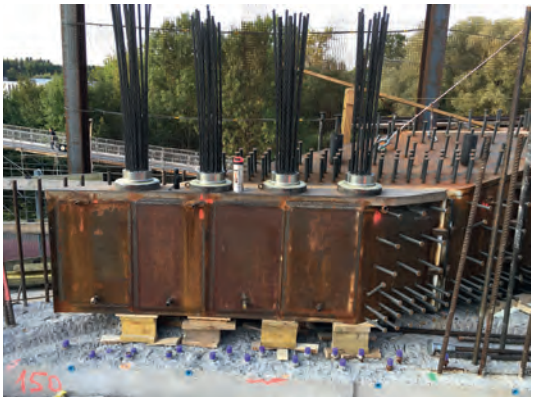


Fig. 6
Rahmenecke Widerlager Dietikon mit vertikaler Loopverankerung.
Frame corner of abutment Dietikon with vertical loop tendons.

Fig. 7
Installationsplatz mit Raupenkran, erstes Trägerpaar eingehoben.
Installation location with crawler crane, first set of girders set in place.

was built using a falsework behind the safety scaffolding.
Once again, a crawler crane was used to install the four steel girders. In each case two girders were tied together with a yoke and lifted together. As a result, only two weekends were required for the lifting work. Immediately after the girders were installed, the closure pour at the end of the steel girder on the Schlieren side was realized. In order to keep the constraint forces resulting from post-tensioning to a minimum, the steel girders at the Dietikon side were monolithically connected to the abutment wall only after the horizontal tendons were tensioned in the concrete haunch. To this end, the girders were undergrouted with fast curing concrete and tensioned after that with the vertical loop tendons to the abutment wall on the Dietikon side.
As soon as the steel girders were tensioned to the concrete haunch on the Schlieren side, the prefabricated concrete elements were installed as lost formwork. The

schnellerhärtendem Beton untergossen und danach mit den vertikalen Loop-Spanngliedern mit der Widerlagerwand Dietikon verspannt.
Sobald die Stahlträger mit der Betonvoute auf Seite Schlieren zusammengespannt waren, konnten die vorfabrizierten Betonelemente als verlorene Schalung verlegt werden. Die Randelemente wurden mit vormontierten Stahlhilfskonstruktionen gegen die Stahlträger abgestützt. Danach wurde die Bewehrung der Fahrbahnplatte vor Ort ergänzt und die Platte in einem Guss betoniert. Erst danach wurden die Hilfskonstruktionen wieder ausgebaut.
Nach der Fertigstellung der Betonfahrbahnplatte folgten die Brückenausbauarbeiten wie Schleppplatten, Abdichtung und Brückenbelag sowie der noch verbleibende Teil der generellen Strassenbauarbeiten in Tagarbeit. Nach der Verkehrsübergabe wurde die Hilfsbrücke demontiert und die Umgebungsarbeiten wurden abgeschlossen.

edge elements were propped up against the steel girders with premounted steel auxiliary structures. After that, the reinforcement of the bridge deck was placed and the deck was concreted in one pour. The auxiliary structures were only removed again after this.
Once the concrete bridge deck was in place, the bridge finishing works such as transition slabs, sealing and bridge pavement as well as the remaining works of the general road construction were carried out during the day. The auxiliary bridge was dismantled and the surrounding works completed once the bridge was opened to traffic.

Autoren/Authors

Oliver Müller
dipl. Bauing. ETH, PE
oliver.mueller@dsp.ch

Pascal Leu
MSc ETH Bau-Ing.
pascal.leu@dsp.ch

dsp Ingenieure + Planer AG
CH-8610 Uster

Die Letzigrabenbrücke und die Kohlendreieckbrücke
The Letzigraben bridge and the Kohlendreieck bridge

Aldo Bacchetta, Luc Trausch, Stephan Etter

Fig. 1
Letzigrabenbrücke über dem Gleisfeld.
Letzigraben bridge over the tracks.

Einleitung

Bei der Durchmesserlinie Altstetten-Zürich HB-Oerlikon (DML) handelt es sich um eine 9,6 km lange Neubaustrecke für den Bahnverkehr. Sie wurde 2015 eröffnet und erhöht seither die Kapazität des Zürcher Hauptbahnhofs deutlich. Im Rahmen der DML wurden neben dem Bahnhofsausbau Oerlikon, dem Weinbergtunnel und dem Durchgangsbahnhof Löwenstrasse die Kohlendreieckbrücke (KDB) und die Letzigrabenbrücke (LGB) erstellt. Sie überqueren elegant die Gleisfelder im Westteil des Hauptbahnhofs Zürich (Fig. 1).

Brücken

Die beiden eingleisigen Spannbetonbrücken sind bezüglich Tragwerkskonzept und Gestaltung nahezu identisch. Mit einer Länge von 1156 m ist die Letzigrabenbrücke die längste (fugenlose) Brücke im Streckennetz der Schweizerischen Bundesbahnen (SBB). Mit den beidseitig angeordneten Rampenbauwerken beträgt die Bauwerkslänge sogar 1578 m. Die

Introduction

The Cross-City Line (CCL) Altstetten –Zürich Central Station–Oerlikon is a 9.6 km long new line for railway traffic. It was opened in 2015 and has increased the capacity of Zürich Central Station considerably since then. In addition to developing Oerlikon railway station, to the Weinberg tunnel and the Löwenstrasse through station, the Kohlendreieck bridge (KDB) and the Letzigraben bridge (LGB) were built as part of the CCL. The bridges cross the tracks elegantly in the western section of Zürich Central Station (Fig. 1).

Bridges

The two single-track, prestressed concrete bridges are almost identical in terms of structural concept and design. The Letzigraben bridge, at a length of 1156 m, is the longest (jointless) bridge in the route network of the Swiss Federal Railways (SBB). With the ramp structure on each side, the total length is actually 1578 m. The longitudinally fully prestressed

längs voll vorgespannte Balkenbrücke trägt als Durchlaufträger über 24 Felder mit Spannweiten zwischen 35 m und 60 m. Beim Brückenträger handelt es sich um einen 10 m breiten Trogquerschnitt mit abschnittsweise konstanter Höhe von 3,20 m (Felder 1–14) bzw. 3,70 m (Felder 17–24). Die gegen aussen geneigten Stege schaffen Platz für beidseitige Dienstwege neben dem Gleis ohne dabei die Querspannweite zu vergrössern (Fig. 2). Zudem treten die geneigten Flächen optisch in den Hintergrund, begünstigen den Schattenwurf des Konsolkopfs und sorgen damit für ein elegantes Erscheinungsbild des Überbaus (Fig. 3).

Die Kohlendreieckbrücke ist mit einer Brückenlänge von 396 m und einer Gesamtlänge inkl. Rampen von 745 m deutlich kürzer als die Letzigrabenbrücke. Die Spannweiten der acht Felder betragen zwischen 40 m und 62 m. Die Abmessungen des Überbaus entsprechen mit einer Querschnittshöhe von 3,70 m jenen des westli-

beam bridge supports 24 spans with span widths of between 35 m and 60 m. The bridge girder is a 10 m wide trough cross-section with a constant height in sections of 3.20 m (spans 1–14) or 3.70 m (spans 17–24). The outwardly inclined webs create space for service channels on each side of the track without the need to enlarge the transverse span (Fig. 2). In addition, the inclined surfaces merge visually into the background, benefit the shadow cast by the cantilever head and thereby ensure the elegant appearance of the superstructure (Fig. 3).

The Kohlendreieck bridge, with a length of 396 m and a total length incl. ramps of 745 m, is considerably shorter than the Letzigraben bridge. The span widths of the eight spans are between 40 m and 62 m, the dimensions of the superstructure, at a section height of 3.70 m, correspond to that of the western part of the Letzigraben bridge. With a minimum curve radius of 330 m, the Kohlendreieck bridge is very curved for a railway bridge.

The round, 2.5 m thick and 5 to 18 m high piers on both bridges widen out at the pierhead into a cranked, oval bearing benching on which two pot bearings are placed in each case (Fig. 4). The bridges are floatingly supported in a longitudinal direction. Two portal frames and two adjacent piers stabilise the Letzigraben bridge in a longitudinal direction while the central five piers take on this function in the case of the Kohlendreieck bridge. On the remaining piers and the abutments, the superstructure is only guided laterally. Both the piers and also the portal frames are founded on 6 to 8 in situ concrete piles with a diameter of 150 cm and lengths of over 40 m.

chen Teils der Letzigrabenbrücke. Mit einem minimalen Krümmungsradius von 330 m ist die Kohlendreieckbrücke recht stark gekrümmt für eine Eisenbahnbrücke.

Die runden, 2,5 m dicken und 5 bis 18 m hohen Pfeiler beider Brücken weiten sich am Pfeilerkopf in eine abgekröpfte, ovale Lagerbank aus, auf der jeweils zwei Topflager platziert sind (Fig. 3). Die Brücken sind in Längsrichtung schwimmend gelagert. Zwei Portalrahmen und die beiden nächstgelegenen Pfeiler stabilisieren die Letzigrabenbrücke in Längsrichtung, während dies bei der Kohlendreieckbrücke die mittleren fünf Pfeiler tun. Auf den übrigen Pfeilern und den Widerlagern wird der Überbau nur seitlich geführt. Sowohl die Pfeiler als auch die Portalrahmen sind auf 6 bis 8 Ortbetonpfählen mit einem Durchmesser von 150 cm und Längen von über 40 m fundiert.

Bauvorgang

Für die Erstellung der Brücken mussten die bestehenden Gleise teilweise umgebaut und das neue Trassee freigehalten werden. Diese Arbeiten im hochfrequentierten Gleisbereich konnten zu einem grossen Teil nur in den Zugspausen während der Nacht stattfinden. Die Pfählungs-, Fundament-, Pfeiler-, Widerlager- und

Construction

In order to build the bridges, the existing tracks had to be reconstructed in parts and the new track kept free. Most of these works in the high-frequency track area could only be carried out during train breaks at night-time. The pile, foundation, pier, abutment and ramp works were carried out with sufficient run in time compared with the superstructure, of approx. 3 years in the case of the Letzigraben bridge and approx. 1 year for the Kohlendreieck bridge.

The Letzigraben bridge was erected from east to west using a 91 m long, 12 m wide and 11 m high overhead movable scaffolding system (Fig. 4). The movable scaffolding system at a total weight of 290 t stretches over two adjacent piers, allowing for the bridge to be erected without interim supports on the tracks. The two large,

Fig. 2
Brückenquerschnitt der Letzigrabenbrücke im Bau.
Cross-section of the Letzigraben bridge under construction.

Fig. 3
Eleganter Überbau der Letzigrabenbrücke mit geneigten Stegen und Konsolkopf.
Elegant superstructure of the Letzigraben bridge with inclined webs and cantilever head.

Fig. 4
Letzigrabenbrücke – Erstellung des Überbaus mittels Vorschubgerüst.
Letzigraben bridge – erecting the superstructure using a movable scaffolding system.

Rampenarbeiten erfolgten mit einem genügenden Vorlauf gegenüber dem Überbau von etwa drei Jahren bei der Letzigrabenbrücke und etwa einem Jahr bei der Kohlendreieckbrücke.
Die Letzigrabenbrücke wurde mit einem 91 m langen, 12 m breiten und 11 m hohen obenliegenden Vorschubgerüst (Fig. 4) von Osten nach Westen erstellt. Das insgesamt 290 t schwere Vorschubgerüst überbrückte zwei benachbarte Pfeiler, was ein Erstellen der Brücke ohne Zwischenabstützungen im Gleisfeld ermöglichte. Die beiden grossen Hauptträger des Gerüsts standen bereits zehn Jahre früher für den Bau der Rhonebrücken am Südportal des Lötschberg-Basistunnels bei Raron im Einsatz. Die restlichen Anbauten sowie die Mechanik und Hydraulik wurden speziell für die Letzigrabenbrücke konzipiert und vor Ort zusammengebaut. Mit einem Fünf-Wochentakt wurden für den Bau der 24 Etappen rund zweieinhalb Jahre benötigt.
Im Gegensatz zur Letzigrabenbrücke wurde die kleinere und stärker gekrümmte Kohlendreieckbrücke mit einem konventionellen Lehrgerüst, das zugleich beim Übergang der verschiedenen Gleise als Schutzgerüst fungierte, in einem Sechs- bis Acht-Wochentakt erstellt. Eine besondere Herausforderung bei der Erstellung der Kohlendreieckbrücke war die Überquerung des denkmalgeschützten Hilfiker-Gebäudes im Kohlendreieck (Fig. 5). Zwischen der Oberkante des Gebäudes und der Unterkante der Brücke stand für das Lehrgerüst nur eine Höhe von rund 80 cm zur Verfügung.

main beams in the formwork were already used for the construction of the Rhone bridge at the south portal of the Lötschberg base tunnel near Raron 10 years earlier. The remaining elements and the mechanics and hydraulics were specially designed for the Letzigraben bridge and were assembled on site. Based on a five-week cycle, it took about two and a half years to build the 24 stages.
In contrast to the Letzigraben bridge, the smaller and more curved Kohlendreieck bridge was erected using a conventional falsework that served at the same time as a safety scaffolding at the transition of the various tracks. One particular challenge when erecting the Kohlendreieck bridge was crossing over the listed Hilfiker building at Kohlendreieck (Fig. 5). The space available for the falsework between the upper edge of the building and the lower edge of the bridge was only 80 cm high.

Feste Fahrbahn

Noch während dem Bau der Überbauten wurden bei einer visuellen Kontrolle feine Risse im Brückentrog über den Pfeilern festgestellt. Bei der erneuten Überprüfung der Krafteinleitung in die exzentrisch unter den geneigten Stegen gelegenen Pfeiler zeigte sich, dass die Trogplatte mit einer minimalen Dicke von 61 cm in Brückenquerrichtung zu schwach dimensioniert war. Der Exzentrizität des Schnittpunkts der geneigten Stegachse und der Achse der Trogplatte bezüglich der Lager-

Unballasted track

Fine cracks were detected in the bridge trough over the piers dur-

ing a visual inspection while the superstructures were still under construction. When re-examining the force transmission into the piers eccentrically placed beneath the inclined webs, it was found that the trough slab with a minimum thickness of 61 cm was insufficiently dimensioned in the transverse direction of the bridge. Too little attention had been paid to the eccentricity of the intersection of the inclined web axes and the axis of the trough slab with regard to the bearing axis of approx. 67 cm (Fig. 6). The slightly indirect support of the webs together with bearing forces of up to 23 MN at the design level leads to significant deflection forces that can only spread to a limited extent in the trough slab.

After an intense search for a solution, the best option for removing the structural defect at each bridge was determined in consultation with the SBB and the Swiss Federal Office for Transport. This involved strengthening the trough slab in the area of the columns over a length of 8.0 m with a reinforced concrete layer and a transverse prestress (Fig. 7). The transverse prestressing for absorbing the deviation forces consists of 6 or 8 electrically insulated (Category C) cables each with 12 strands ø 15.7 mm. This required core drillings ø 125 mm through the webs and specially made steel anchors.

achse von rund 67 cm (Fig. 6) war zu wenig Beachtung geschenkt worden. Die geringfügig indirekte Lagerung der Stege führt zusammen mit Lagerkräften von bis zu 23 MN auf Bemessungsniveau zu bedeutenden Ablenkkräften, die sich in der Trogplatte nur bedingt ausbreiten können.

Nach einer intensiven Lösungssuche wurde in Absprache mit der SBB und dem Bundesamt für Verkehr die Bestvariante zur Behebung des statischen Mangels an beiden Brücken festgelegt. Dabei wurde die Trogplatte im Stützenbereich auf einer Länge von 8,0 m mit einem bewehrten Aufbeton und einer darin verlegten Quervorspannung verstärkt (Fig. 7). Die Quervorspannung zur Aufnahme der Umlenkkräfte besteht aus elektrisch isolierten (Kategorie C), auf den Steg-Aussenseiten verankerten 6 bzw. 8 Kabeln à 12 Litzen ø15,7 mm. Dafür waren Kernbohrungen ø 125 mm durch die Stege und speziell angefertigte Verankerungen aus Stahl notwendig. Die Ankerköpfe wurden zum Schutz vor der Witterung mit einer Blechverkleidung abgedeckt. Der Verbund zwischen dem ursprünglichen Trogquerschnitt und dem faserverstärkten Aufbeton wird durch die mit Hochdruckwasserstrahl aufgeraute Betonoberfläche und eine eingeklebte Bewehrung in der Verbundfuge gewährleistet.

Bauherr/Owner
SBB AG und Kanton Zürich
SBB Grossprojekt DML/
Projekte Region Ost
Planung und Bauleitung/
Planning and site management
Ingenieurgemeinschaft SLW Partner:
– Locher Ingenieure AG, Zürich (FF)
– Jauslin + Stebler AG, Zürich
– Bänziger Partner AG, Zürich
– Wild Ingenieure AG, Zürich
– Gruner AG, Zürich
Gestaltung/Design
Eduard Imhof, Luzern
Ausführung/Execution
Unternehmer/Contractors:
Arbeitsgemeinschaft ABD
– Strabag AG, Zürich (FF)
– Stutz AG, Zürich
– Anliker AG, Emmenbrücke
– Kibag AG, Zürich
– Frutiger AG, Zürich
Bahntechnik/Railway technology:
SBB AG Instandhaltung Region Ost

The anchor heads were covered with a sheet covering to protect them from the weather. The bond between the original trough cross-section and the fibre-reinforced concrete layer is ensured by the concrete surface roughened with a high-pressure water jet and a glued reinforcement in the joint. The increase of approx. 0.5 m in the slab thickness in the area of the columns required the replacement of the ballasted track with a unballasted track across the entire length of the bridge. Outside of the strengthened areas, the unballasted track is laid in various different sections on an unreinforced

Fig. 5
Kohlendreieckbrücke – Überquerung des Hilfiker-Gebäudes.
Kohlendreieck bridge – passing over the Hilfiker building.

Technische Daten

Rohbau	2009–2013
Baukosten Rohbau	CHF 180 Mio.
Gesamtlänge	ca. 2,4 km
Brückenlängen	1156 m / 394 m
Brückenbreite	10,0 m
Trägerhöhe	3,2–3,7 m
Anzahl Pfeiler	23 Stk. / 7 Stk.
Max. Pfeilerhöhe	18 m / 9 m
Betonkubatur	31 500 m^3 / 11 800 m^3

Technical data

Shell structure	2009–2013
Cost of shell structure	180 million CHF
Total length	approx. 2.4 km
Bridge lengths	1156 m / 394 m
Bridge width	10.00 m
Beam height	3.2–3.7 m
Number of piers	23 no. / 7 no.
Max. pier height	18 m / 9 m
Concrete	31,500 m^3 / 11,800 m^3

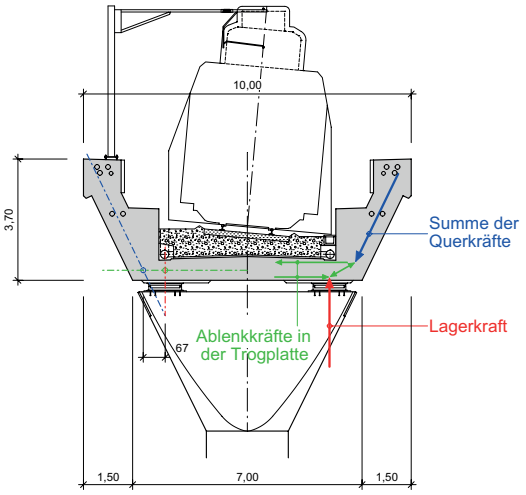


Fig. 6
Krafteinleitung der Lagerkräfte in die Brückenstege.
Introduction of bearing forces into the bridge webs.

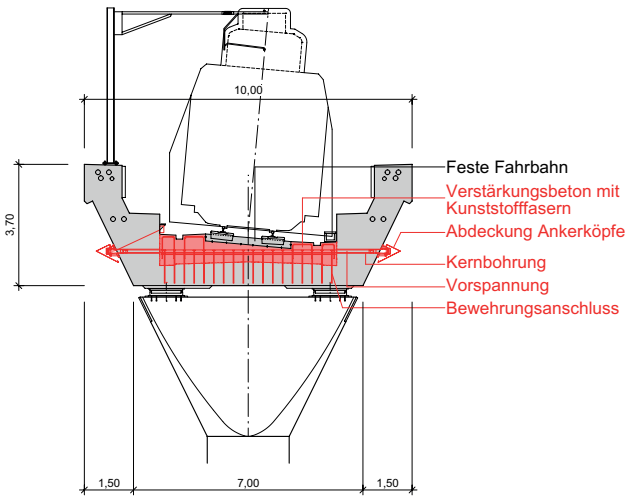


Fig. 7
Verstärkung der Trogplatte und feste Fahrbahn.
Strengthening of the trough slab and unballasted track.

Die Erhöhung der Plattenstärke um rund 0,5 m in den Stützenbereichen erforderte den Ersatz der Schotterfahrbahn durch eine feste Fahrbahn über die gesamte Brückenlänge. Ausserhalb der verstärkten Bereiche liegt die feste Fahrbahn über weite Bereiche auf einer unbewehrten Betonunterlage. Der Verbund zum ursprünglichen Betontrog erfolgt über die aufgeraute Altbetonoberfläche. Zur Reduktion der Rissbildung wurden sowohl dem bewehrten Verstärkungsbeton als auch dem unbewehrten Beton ein Schwindkompensationsmittel und Kunststofffasern beigegeben. Die feste Fahrbahn wurde mit einem Vergussbeton in den vorbereiteten Trog im Verstärkungsbeton bzw. in der Betonunterlage eingebaut (Fig. 8). Auf eine Abdichtung wurde verzichtet.
Die notwendig gewordenen Verstärkungsmassnahmen wurden im Winter 2014/2015 ausgeführt, sodass die beiden Bauwerke wie geplant im Dezember 2015 dem Verkehr übergeben werden konnten.

Deformationsversuche

Da es sich bei dem Einbau einer monolithischen festen Fahrbahn auf einer Brücke der SBB um ein Novum handelte, wurden systematische Deformationsversuche durchgeführt. Ziel der Versuche war die Bestätigung des angenommenen Tragwerkverhaltens der beiden verstärkten Brücken und die Verifikation der berechneten Verformungen für die feste Fahrbahn.
Die Belastung erfolgte mit fünf (LGB) respektive sechs (KDB) Lokomotiven des Typs Re 620, was einer Last von rund 62 kN/m entsprach. Bei den statischen Versuchen standen die Züge auf den Brücken, während sie bei den quasistatischen und dynamischen Versuchen mit Geschwindigkeiten von 5 km/h bzw. 30 km/h fuhren.
Das Tragverhalten der beiden Brücken unter hoher Belastung ist wie erwartet tadellos. Weder während der Versuche noch bei der Auswertung der Resultate konnten Auffälligkeiten ausgemacht werden. Die grösste bei den Versuchen gemessene Durchbiegung beträgt rund $^{1}/_{7000}$ der entsprechenden Spannweite, während sich in den Stützenquerschnitten keine nennenswerten Querschnittsverformungen beobachten liessen. Bei der gekrümmten Kohlendreieckbrücke war der Einfluss der Zentrifugalkraft auf die Verdrehungen der Träger trotz der geringen Geschwindigkeit von 30 km/h deutlich messbar.

Schlussfolgerungen

Bei den Brücken der DML handelt es sich um imposante Bauwerke, die sich dank ihrer schlichten

concrete base. The bond with the original concrete trough is by means of the roughened surface of the old concrete. To reduce the occurrence of cracks, a shrinkage compensation agent and synthetic fibres were added to the reinforced concrete and to the unreinforced concrete. The unballasted track was installed into the prepared trough in the reinforcing concrete and into the concrete base using a grout concrete (Fig. 8). A sealing was dispensed with.
The strengthening measures that had become necessary were carried out in the winter of 2014/15 so that it was possible to hand the two structures over for traffic, as planned, in December 2015.

Deformation tests

Given that this was the first time a monolithic unballasted track was installed on an SBB bridge, systematic deformation tests were carried out. The objective of the tests was to confirm the assumed structural behaviour of the two strengthened bridges and to verify the calculated deformations for the unballasted track.
The load applied consisted of five (Letzigraben bridge) and six (Kohlendreieck bridge) engines, type Re 620, corresponding to a load of approx. 62 kN/m. The trains were stationary on the bridge during the static tests and were

Fig. 8
Feste Fahrbahn.
Unballasted track.

travelling at speeds of 5 km/h and 30 km/h during the quasi-static and dynamic tests respectively.
As expected, the structural behaviour of the two bridges under high loads is impeccable. No anomalies were detected either during the tests or when the results were being analysed. The largest measured deflection during the tests was approx. $^{1}/_{7000}$ of the corresponding span, while no noteworthy cross-sectional deformations were observed in the column cross-sections. In the case of the curved Kohlendreieck bridge, the influence of centrifugal force on the girder torsions was clearly measurable despite the low speed of 30 km/h.

Conclusions

The bridges of the Cross-City Line are imposing structures, which, thanks to their simple elegance, merge seamlessly into the surroundings shaped by the railway infrastructure systems. The structural deficiency in the original project is a clear example of how apparently small eccentricities can have a fatal effect in the case of large forces. Careful consideration should be given to attributed "small" bearing displacements carried out in the course of a project with this cross-section type.
The structural deficiencies were all removed with the chosen strengthening measures without affecting the appearance of the bridges. Furthermore, the potential of unballasted tracks on large bridge structures from a structural and design point of view was demonstrated. The very great stiffness of the bridges confirmed during the deformation tests should make a considerable contribution to a permanently high level of comfort on the bridges.
The fact that, despite the difficult circumstances, the revised project was implemented so quickly and the bridges handed over for traffic on schedule is due to the solution-oriented approach of the governing decision makers of all parties involved and deserves our greatest respect.

Eleganz mühelos in die von Bahninfrastrukturanlagen geprägte Umgebung eingliedern. Der statische Mangel beim ursprünglichen Projekt zeigt exemplarisch, wie sich vermeintlich kleine Exzentrizitäten bei grossen Kräften fatal auswirken können. Namentlich im Laufe des Projekts erfolgenden «kleinen» Lagerverschiebungen sind bei diesem Querschnittstyp grosse Beachtung zu schenken.
Mit den gewählten Verstärkungsmassnahmen konnten sämtliche statischen Mängel behoben werden, ohne das Erscheinungsbild der Brücken zu beeinträchtigen. Ferner zeigte sich das Potenzial von festen Fahrbahnen auf grossen Brückenbauwerken aus statischer und konstruktiver Sicht. Die bei den Deformationsversuchen bestätigte, sehr hohe Steifigkeit der Brücken dürfte einen wesentlichen Beitrag zu einem dauerhaft hohen Fahrkomfort auf den Brücken leisten.
Dass die Projektänderung trotz schwieriger Umstände so rasch umgesetzt und die Brücken termingerecht dem Verkehr übergeben werden konnten, ist dem lösungsorientierten Vorgehen der massgebenden Entscheidungsträger aller Parteien zu verdanken und verdient grössten Respekt.

Autoren/Authors

Aldo Bacchetta
dipl. Bauing. ETH
a.bacchetta@bp-ing.ch

Luc Trausch
Dr. sc. techn., dipl. Bauing. ETH,
l.trausch@bp-ing.ch

Stephan Etter
Dr. sc. ETH, dipl. Bauing. ETH
s.etter@bp-ing.ch

Bänziger Partner AG, CH-8045 Zürich

Vierte Eisenbahnbrücke über die Vispa in Visp
Fourth railway bridge over the Vispa river in Visp

Martin Diggelmann

Einleitung

Die Schweizerischen Bundesbahnen (SBB) nahmen 2017 ein viertes Gleis zwischen Visp und St. German in Betrieb, um die Kapazität der Zufahrt zum Lötschberg-Basistunnel zu erhöhen. Dazu wurde unter anderem westlich des Bahnhofs Visp eine weitere Brücke über den Fluss Vispa erforderlich. Zudem bedingte der neue Güterumschlagterminal der Matterhorn-Gotthard-Bahn ebenfalls eine Verbindung über die Vispa. Aus Platzgründen fiel die Wahl auf eine zweigleisige Brücke mit auskragendem Gehweg. Als Teil des Projekts wurde die angrenzende Strassenunterführung ebenfalls um zwei Gleise erweitert (Fig. 1).
Da bereits die drei bestehenden Brücken von 1977 als einfeldrige Trogbrücken erstellt worden waren, lag für die vierte Brücke das gleiche Tragwerkskonzept primär aus ästhetischen Gründen nahe. Besonders zu erwähnen sind die geometrischen und hydraulischen Anforderungen sowie die Auflagen betreffend Hochwasser während des Baus.

Introduction

In 2017, the Swiss federal railways (SBB) opened up a fourth track between Visp and St. German to increase capacity on the approach to the Lötschberg base tunnel. In order to do this, among other things, an additional bridge over the Vispa river was required west of Visp railway station. The new goods transshipment terminal on the Matterhorn-Gotthard line (MGBahn) also required a connection over the Vispa river. For reasons of space, a double-track bridge with a cantilever pathway was chosen. The project also involved expanding the adjacent underpass with two tracks (Fig. 1). As the three existing bridges from 1977 are single-span trough bridges, the same structural concept for the fourth bridge was an obvious choice for aesthetic rea-

Nutzungsanforderungen

Bahnverkehr

Die vierte Vispabrücke trägt ein Normalspur- und ein Schmalspurgleis. Die Schotterstärke bis Unterkante Schwelle beträgt 55 cm. Die hohe Ausbaugeschwindigkeit des Normalspurgleises für 160 km/h setzt eine geringe Durchbiegung voraus.

Hydraulische Anforderungen

Um das Durchflussprofil der Vispa für ein 100-jährliches Hochwasser von 330 m^3/s zu gewährleisten, muss die Untersicht der neuen

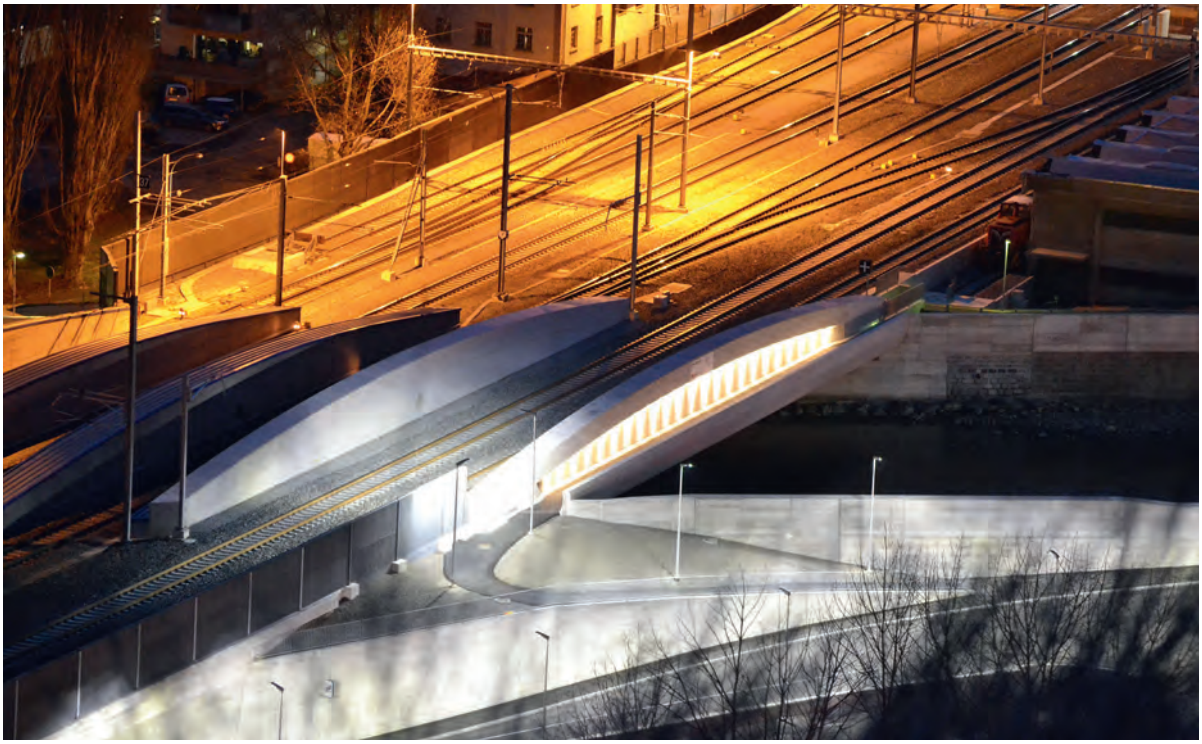


Fig. 1
Vierte Brücke über die Vispa.
Fourth bridge over the Vispa river.

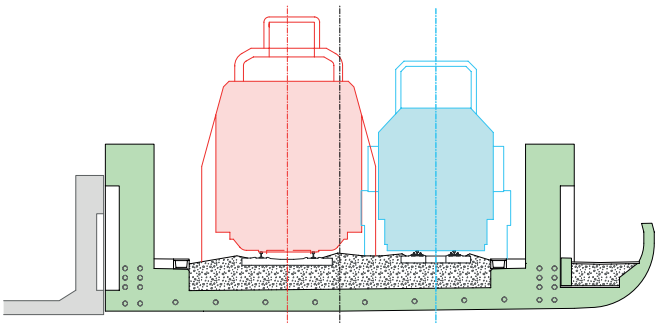


Fig. 2
Querschnitt der Trogbrücke mit auskragendem Gehweg (links SBB, rechts MGBahn).
Cross-section of the trough bridge with cantilever pathway (left SBB, right MGBahn).

Fig. 3
Bewehrung des Brückentrogs.
Reinforcement of bridge trough.

sons. Special mention should be made of the geometric and hydraulic requirements and the conditions relating to flooding during construction.

Service requirements

Railway traffic

The fourth Vispa bridge has a normal track and a narrow-gauge track. The ballast thickness up to the lower edge of the sleeper is 55 cm. The considerable design speed of the normal track for 160 km/h requires low deflection.

Hydraulic requirements

In order to ensure the flow profile of the Vispa river for a 100-year flood of 330 m^3/s, the bottom line of the new bridge has to be 10 cm higher than the existing one. On the upstream side, the parapet of the footbridge has to be formed in a quarter-circle in order to facilitate the drainage capacity of the Vispa in the event of congestion. The height of the old side walls also had to be raised upstream.
During the state of construction, constrictions of the riverbed are only permitted in the winter months November to April and temporary supports in the riverbed from December to February.

Earthquake

The bridge of construction class II is located in Switzerland's highest danger zone, Z3b, and due to the poor subgrade, in ground class E. Given the high level of stiffness of

Brücke gegenüber der bestehenden um 10 cm höher liegen. Oberwasserseitig ist die Brüstung des Fussgängerstegs viertelkreisförmig auszubilden, um die Abflusskapazität der Vispa im Falle eines Einstaus zu begünstigen. Die alten Ufermauern sind zudem flussaufwärts entsprechend zu erhöhen.
Im Bauzustand sind Einengungen des Flussbetts nur in den Wintermonaten November bis April und temporäre Stützen im Flussbett nur von Dezember bis Februar erlaubt.

Erdbeben

Die Brücke der Bauwerksklasse II liegt in der schweizweit höchsten Gefährdungszone Z3b und aufgrund des schlechten Baugrunds in der Baugrundklasse E. Wegen der hohen Steifigkeit der Brücke in Längs- und Querrichtung liegen die Schwingzeiten im Bereich der maximalen Werte des Bemessungsspektrums. Demzufolge ist die Anwendung des Ersatzkraftverfahrens angezeigt. Dies ergibt eine beachtliche Erdbeben-Ersatzkraft von 34 Prozent der ständigen Lasten.

Projektbeschrieb

Tragwerk

Da aus Platzgründen zwei weitere, eingleisige Trogbrücken nicht möglich waren, vermochte eine doppelgleisige, wiederum schiefwinklige Trogbrücke in Spannbeton die verschiedenen Anforderungen

the bridge in the longitudinal and transverse directions, the vibration times are within the maximum range of the design spectrum. Consequently, the use of the equivalent force method is appropriate. This results in a considerable earthquake equivalent force of 34% of the permanent loads.

Project description

Structure

Since two additional single-trough bridges were not possible for reasons of space, a double-track trough bridge in prestressed concrete, also with an oblique angle, was the best option to meet the various requirements for use and design. The span width is 54 m. The lateral side beams with a 1.4 m wide upper compression chord have a height of 2.4 to 4.8 m and are therefore about 90 cm higher than the adjacent single-track bridges that are much lighter.
The superstructure is fully prestressed in the longitudinal direction under traffic loads. As a result, the cross-section is always under pressure when in use, which has a positive effect not only on fatigue but also on deflection and durability. The prestress complies with corrosion protection category C and consists of a total of 24 electric insulated tendons each with 31 seven-wire 0.6" strands. The anchor heads are electrically connected to a metering box and can therefore be monitored at all times.

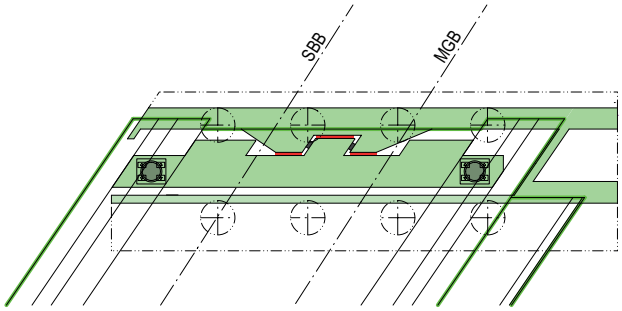


Fig. 4
Anordnung der Lager (Horizontalschnitt), rot: Airex-Schaumplatten.
Arrangement of bearings (horizontal section), red: Airex foam boards.

Bauherr/Owner
Schweizerische Bundesbahnen SBB
Matterhorn Gotthard Bahn (MGBahn)
Bauunternehmung/Contractor
ARGE Vispa:
Frutiger AG (Federführung/lead)
Interalp Bau AG
Verschub/Shifting
ThyssenKrupp Bauservice GmbH
Planer/Planning
Ingenieurgemeinschaft
4. Gleis Visp–St. German:
Diggelmann + Partner AG (Federführung/lead)
B+S AG
Schneider - Bregy und Partner AG

an Nutzung und Gestaltung am ehesten zu erfüllen. Die Spannweite beträgt 54 m. Die seitlichen Längsträger mit einem oberen, 1,4 m breiten Druckgurt weisen eine Höhe von 2,4 – 4,8 m auf und sind damit gegenüber den benachbarten eingleisigen und wesentlich leichteren Brücken rund 90 cm höher.
Der Überbau ist in Längsrichtung unter Verkehrslasten voll vorgespannt. Dadurch ist der Querschnitt im Gebrauchszustand immer überdrückt, was sich nicht nur auf die Ermüdung, sondern auch auf die Durchbiegung und die Dauerhaftigkeit günstig auswirkt. Die Vorspannung erfüllt die Korrosionsschutz-Kategorie C und besteht aus insgesamt 24 elektrisch isolierten Spanngliedern mit je 31 siebendrähtigen 0,6"-Litzen. Die Ankerköpfe sind elektrisch mit einer Messbox verbunden und somit jederzeit kontrollierbar.
Die Aufnahme der beiden Gleise erfordert eine relativ massive, in Querrichtung schlaff bewehrte Betonplatte von max. 65 cm Stärke. Zusammen mit dem auskragenden Gehweg weist der 15,8 m breite, voll ausgerüstete Überbau ein stolzes Gewicht von 2800 t auf, was insbesondere für die Aufnahme der hohen Erdbebenkräfte eine spezielle Lösung erforderte (Fig. 2, 3).
Der Überbau ruht auf vier Topflagern und ist auf einem Widerlager fest und auf dem anderen beweglich gelagert. In Längsrichtung nehmen die Topflager nur die Horizontalkräfte aus Bahnverkehr auf. Die Kräfte aus Erdbeben werden über deformierbare Schaumplatten (Airex) auf die Widerlagerkonstruktion abgetragen, weil gängige Lager die hohen Einwirkungen nicht aufnehmen könnten. In Querrichtung werden alle Horizontalkräfte über Lastoblock-Lager abgetragen, die zwischen massiven Nocken der Endquerträger und dem entsprechend ausgebildeten Widerlager angeordnet sind. Im Falle eines Erdbebens wird die Brücke längs um wenige Zentimeter verschoben, bleibt aber auf ihren Lagern (Fig. 4).
Die Widerlager sind auf je vier max. 25 m langen Grossbohrpfählen gegründet. Die begehbaren Widerlager enthalten verschiedene Werkleitungen und erlauben jederzeit den Unterhalt der Lager.

The mounting of the two tracks requires a relatively solid concrete slab, max. 65 cm thick, with reinforcement in the transverse direction. Together with the cantilevered pathway, the 15.8 m wide, fully equipped superstructure weighs all of 2,800 t, which required a special solution, especially with regard to absorbing high earthquake forces (Fig. 2, 3).
The superstructure rests on four pot bearings and is fixed on one abutment and mounted to be moveable on the other. In a longitudinal direction, the pot bearings only absorb horizontal forces from railway traffic. The forces from earthquakes are transferred to the abutment structure through deformable foam plates (Airex), because standard bearings could not absorb the high impact. In the transverse direction, all horizontal forces are transferred through Lastoblock bearings that are placed between the solid cams of the end cross beams and the correspondingly designed abutment. In the event of an earthquake, the bridge would move longitudinally by a few centimetres but would remain on its bearings (Fig. 4).
Each of the abutments is founded on four large bored piles, max. 25 m long. The accessible abutments contain various supply lines and allow for the maintenance of the bearings at any time.

Equipment

The roadway slab is conventionally sealed with polymer bitumen

Ausrüstung

Die Fahrbahnplatte ist konventionell mit Polymerbitumendichtungsbahnen abgedichtet, die durch eine Gussasphalt-Schicht geschützt sind. Die Entwässerung der quer geneigten Fahrbahnoberfläche erfolgt über vier Einlaufschächte. Wegen limitierter Plat-

Technische Daten

Länge	54,0 m
Breite	15,8 m
Höhe Längsträger	2,8–4,8 m
Dicke Fahrbahnplatte	55–65 cm
Betongewicht ca.	2500 t
Bohrpfähle Ø130 cm	2 x 8 St
Längsverschub	65 m
Querverschub	3,0 m
Absenkung	0,5 m

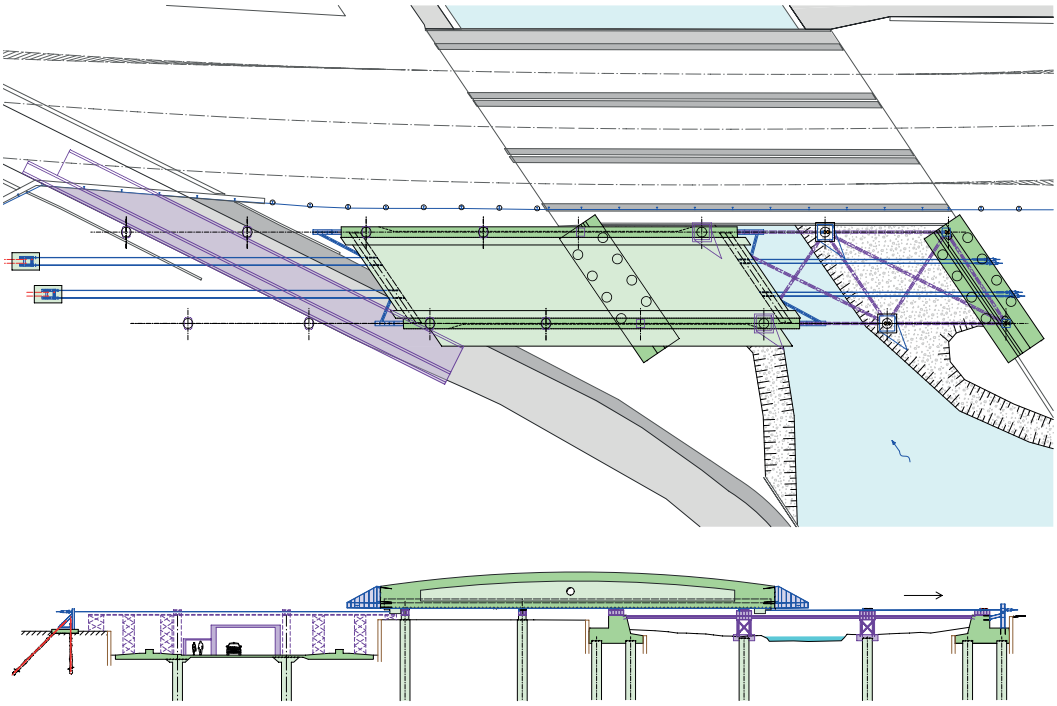


Fig. 5
Längsverschub über die Vispa (Situation und Längsschnitt).
Longitudinal shift over the Vispa river (situation and longitudinal section).

waterproofing sheets that are protected by a mastic asphalt layer. The transverse sloped roadway surface is drained via four inlet shafts. Due to limited slab thickness and insufficient longitudinal gradient, the longitudinal pipeline was attached to the underside of the bridge and can be sheared off during floods. High-maintenance transition joints can be dispensed with by allowing the water to run directly into a drainage pack behind the end of the bridge.

Construction method

Evaluation of the construction method

During the preliminary project it was assumed that the superstructure could be erected conventionally on a double-supported, underlying falsework in the river. Due to the restrictions that had, in the mean-time, become quite stringent in relation to flooding, the construction work including the erection and dismantling of the falsework would have had to take place within six months over winter, which for a concrete volume of 1000 m³ was considered too risky, in view of winter flooding.
Therefore, a number of different versions were examined, that would allow for a longer construction period and fewer flood risks:

- Erect the superstructure at a more elevated position, hanging from an overlying column-free false-work
- Falsework with only one central support in the river
- Steel truss embedded in concrete in the trough walls as a lost falsework
- Erect the superstructure adjacent and shift it into its final position.

It was seen that only the solution of shifting the superstructure would meet the increased demands of the preliminary project

Technical data	
Length	54.0 m
Width	15.8 m
Height longitud. beams	2.8–4.8 m
Thickness bridge deck	55–65 cm
Concrete weight approx.	2500 t
Bored piles Ø130 cm	2 x 8 no.
Longitudinal shift	65 m
Transverse shift	3.0 m
Lowering	0.5 m

tenstärke und zu geringem Längsgefälle wurde die Längsleitung an der Brückenuntersicht angehängt; sie kann bei Hochwasser abgeschert werden. Auf unterhaltsintensive Fahrbahnübergänge kann verzichtet werden, indem das Wasser hinter dem Brückenende direkt in eine Sickerpackung abfliesst.

Baumethode

Evaluation der Baumethode

Im Vorprojekt wurde davon ausgegangen, dass der Überbau konventionell auf einem im Fluss zweifach abgestützten, untenliegenden Lehrgerüst würde erstellt werden können. Aufgrund der zwischenzeitlich verschärften Vorgaben betreffend Hochwasser hätte der Bau inklusive Auf- und Abbau des Lehrgerüsts innert sechs Wintermonaten erfolgen müssen, was für ein Betonvolumen von 1000 m³ angesichts möglicher Winterhochwasser als zu riskant beurteilt wurde.
Daher wurden verschiedene Varianten geprüft, die eine längere Bauzeit und geringere Hochwasserrisiken erlauben sollten:

Fig. 6
Überbau bereit für den Längsverschub.
Superstructure ready for the longitudinal shift.

Kurzfilm zum Brückenverschub/
Short film about the bridge shift
https://www.dig-ing.ch/referenzen/kunstbauten/#vispa

Fig. 7
Überbau während des Längsverschubs über die Vispa.
Superstructure during the longitudinal shift over the Vispa river.

- Erstellen des Überbaus in erhöhter Lage, angehängt an einem obenliegenden, stützenfreien Lehrgerüst
- Lehrgerüst mit nur einer Mittelabstützung im Fluss
- In den Trogwänden einbetoniertes, mittragendes Stahlfachwerk als verlorenes Lehrgerüst
- Erstellen des Überbaus nebenan und Verschub in die definitive Lage.

Es zeigte sich, dass nur die Verschublösung die gegenüber dem Vorprojekt erhöhten Anforderungen befriedigen kann (Fig. 5). Die übrigen Varianten hätten ein verbleibendes Hochwasserrisiko und/oder wesentliche konstruktive Nachteile gehabt.

(Fig. 5). The other solutions would have resulted in a residual flood risk and/or significant design disadvantages.

Construction
In the first winter, the two abutments were erected during low water. The river was channelled at its centre to allow the final and temporary large bored piles to be erected. At the same time, the ground slab for the adjacent road underpass was built.
In the summer, the superstructure was erected on a falsework over the future extension of the road underpass. Protective tunnels were

Bauablauf
Im ersten Winter wurden bei Niedrigwasser die beiden Widerlager erstellt. Für die Ausführung der definitiven und temporären Grossbohrpfähle wurde der Fluss in der Mitte kanalisiert. Gleichzeitig erfolgte der Bau der Bodenplatte der benachbarten Strassenunterführung.
Im Sommer wurde der Überbau auf einem Lehrgerüst über der zukünftigen Erweiterung der Strassenunterführung erstellt. Für die Aufrechterhaltung des Strassenverkehrs wurden Schutztunnel errichtet. Anschliessend wurde der fertig betonierte Betontrog auf 2 mal 4 Verschublager umgesetzt, die auf vorgängig erstellten temporären Bohrpfählen ruhten (Fig. 6).
Im zweiten Winter erfolgte zuerst der Längsverschub über die Vispa. Kurze Vorbauschnäbel an den Brückenenden halfen die Beanspruchung des 2500 t schweren Überbaus zu reduzieren und das Auffahren auf die jeweiligen Verschublager auf den temporären Flussstützen zu erleichtern. Dabei musste der Unternehmer die vorgesehenen, starren Taktschiebelager durch Verschublager auf Pressen ersetzen, weil der sehr steife Überbau infolge Bautoleranzen und elastischer Einfederung der Hilfsstützen grosse Lasten anzu-

Fig. 8
Überbau kurz vor dem Ziel (im Vordergrund Reste des Lehrgerüsts).
Superstructure just before the finish line (in the foreground, remains of the falsework).

erected in order to maintain road traffic. Subsequently, the prefabricated concrete trough was moved to 2 by 4 sliding bearings that were placed on previously erected, temporary bored piles (Fig. 6).
In the second winter, the longitudinal shift over the Vispa river was carried out. Short launching noses at each end of the bridge helped to reduce the load on the 2500 t heavy superstructure and to facilitate access to each sliding bearing on the temporary river supports. The contractor had to replace the planned rigid incremental launching bearings with sliding bearings on presses, because the very rigid superstructure threatened to attract heavy loads due to design tolerances and elastic deflection of the auxiliary supports and would therefore have been overstrained. The longitudinal displacement over 65 m was carried out without a problem within five days, as planned (Fig. 7, 8).
After the longitudinal displacement, the bridge trough was prestressed in order to adjust the final load-bearing effect as a simple beam and to be able to

ziehen drohte und dadurch überbeansprucht worden wäre. Der Längsverschub über 65 m konnte wie geplant innert fünf Tagen pannenfrei abgewickelt werden (Fig. 7, 8).
Nach dem Längsverschub wurde der Brückentrog vorgespannt, um die definitive Tragwirkung als einfacher Balken einstellen und die temporären Flussstützen ausbauen zu können. Nach dem Umsetzen auf Verschubbahnen erfolgte der Querverschub um rund 3 m bis knapp an die bestehende Brücke. Als Letztes wurde der Überbau auf die definitiven Lager abgesenkt und die Widerlager und Brückenenden wurden vervollständigt.

Nachwort

Der Bau der Vispabrücke mit einem an und für sich einfachen Tragsystem zeigt, dass Randbedingungen die Baumethode und allenfalls auch den Endzustand wesentlich beeinflussen können. Einer frühzeitigen, gesicherten Abklärung insbesondere von äusseren, nicht beeinflussbaren Umständen wie engen Platzverhältnissen oder Hochwasserrisiken kommt daher eine fundamentale Bedeutung zu.

remove the temporary river supports. After the transfer on sliding tracks, the transverse displacement of approx. 3 m to the existing bridge was carried out. As a last step, the superstructrue was lowered onto the final bearings and the abutments and bridge ends were completed.

Postscript

The construction of the Vispa bridge with its relatively simple load-bearing system shows that the parameters can considerably influence the construction method not to mention the final state of the structure. Early and reliable clarification, in particular of external circumstances that are not within our control, such as tight space conditions or flood risk, is therefore of fundamental importance.

Autor/Author

Martin Diggelmann
dipl. Bauing. ETH
Diggelmann + Partner AG
CH-3013 Bern
m.diggelmann@dig-ing.ch

Neue Strassenbrücke über den Unterwasserkanal in Dietikon
New road bridge over the tailrace channel in Dietikon

Ivan Markovic, Roger Manetsch

Einleitung

Der in Dietikon gelegene Werkhof der Elektrizitätswerke des Kantons Zürich (EKZ) befindet sich auf einer Insel in der Limmat. Zwei Brücken ermöglichen die Nutzung des Areals: eine über die Limmat und den Oberwasserkanal für den Strassenverkehr und die andere über den Unterwasserkanal, die hauptsächlich für Transportfahrzeuge der EKZ und andere Lieferdienste genutzt wird sowie zahlreiche wichtige Werkleitungen trägt.

Infolge des Ausbaus des neuen Wohnquartiers «Limmatfeld» auf der Gegenseite des Unterwasserkanals in Dietikon wurde eine neue, rund 40 m lange Strassenbrücke als Verbindung zwischen dem EKZ-Werkhof und der Stadt Dietikon errichtet. Die Brücke wird hauptsächlich von den EKZ-Transportfahrzeugen sowie für mehrere Elektro- und Telekommunikationsleitungen genutzt.

Bei der Bauausführung gelangte ein innovatives Verfahren zum Einsatz. Statt den Überbau auf einem konventionellen Lehrgerüst zu erstellen, dienten zwei vorfabrizierte und vorgespannte Längsträger der Brücke als Lehrgerüst der Fahrbahnplatte. Die rund 240 Tonnen schweren Hauptträger wurden mit dem grössten Raupenkran der Schweiz versetzt. Die neue Brücke ist ein statisch effizientes, kostengünstiges, dauerhaftes und ästhetisch gut in die Umgebung passendes Bauwerk.

Introduction

The road maintenance depot of the energy utility company, Elektrizitätswerke des Kantons Zürich (EKZ), is on an island in the river Limmat. Two bridges facilitate the use of the complex: one for road traffic over the Limmat and the headrace channel and the other over the tailrace channel that is used primarily for EKZ transport vehicles and other delivery services as well as for numerous important cables.

Due to the development of the new residential district "Limmatfeld" at the other side of the tailrace channel in Dietikon, a new road bridge, approx. 40 m in length, was erected to connect the EKZ depot and the town of Dietikon. The bridge is used mainly by EKZ transport vehicles and for many electric and telecommunication lines.

An innovative procedure was used for the execution. Instead of constructing the superstructure with a conventional falsework, two pre-fabricated and prestressed longitudinal beams of the bridge served as a falsework for the bridge deck. The approx. 240 t heavy main beams were shifted

Randbedingungen für Projektierung und Tragwerkskonzept

Die kantonale Wasserschutzbehörde definierte zwei wichtige Randbedingungen für die Projektierung der Brücke: Es sind keine Abstützungen im Unterwasserkanal erlaubt (weder im definitiven noch im Bauzustand) und ein minimales Freibord (wird aufgrund der hydraulischen Berechnungen des Unterwasserkanals ermittelt) muss eingehalten werden. Die einzige Randbedingung seitens Bauherrschaft EKZ war, dass die Brücke für ihre Schwertransportfahrzeuge (Fahrzeuge, die grosse Generatoren und Batterien für Trafostationen transportieren) befahrbar ist. Die wichtigste Bedingung aus geotechnischer Sicht war, dass die Brücke tief gegründet werden muss (auf Bohrpfählen).

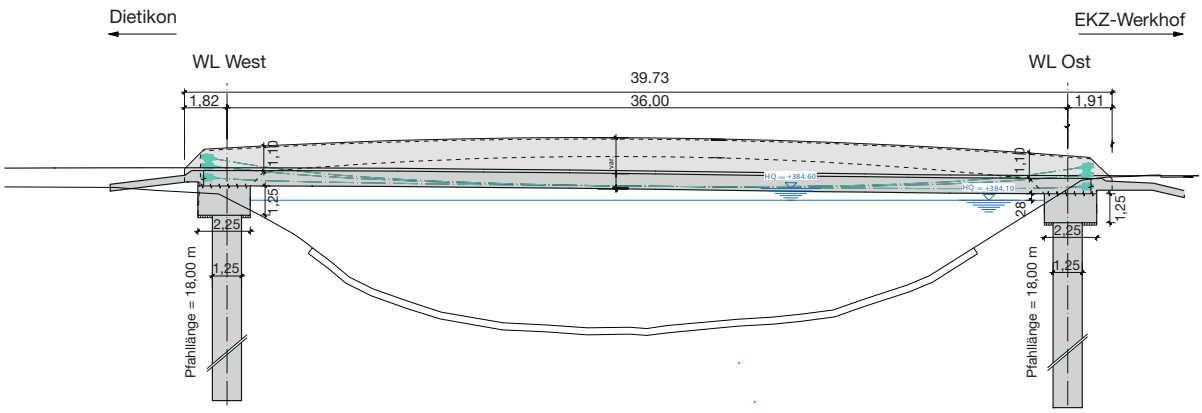


Fig. 1
Längsschnitt der Brücke.
Longitudinal section of the bridge.

by the largest crawler crane in Switzerland. The new bridge is a structurally efficient, cost-effective, enduring structure that blends well aesthetically into its surroundings.

Die Autoren widmen diesen Beitrag **Andre Bättig** (1966–2016), Bauingenieur und Militärpilot, der an der Projektierung und Ausführung dieser Brücke wesentlich beteiligt war.

The authors have dedicated this article to **Andre Bättig** (1966–2016), civil engineer and military pilot who played a significant role in the design and execution of this bridge.

Parameters for design and structural concept

The cantonal water authority specified two important parameters for the design of the bridge: Supports are not permitted in the tailrace channel (either in the final state nor during construction) and a minimum freeboard (determined based on the hydraulic calculations of the tailrace channel) has to be maintained. The only stipulation on the part of the client EKZ was that the bridge had to be accessible for heavy transport vehicles (vehicles that transport large generators and batteries for substations). The most important requirement from a geotechnical point of view was that the bridge had to have a deep foundation (bored piles).

Based on these parameters, as regards the structure, the bridge had to be designed either as a simple beam structure on piles or a rigid-frame structure comprising a superstructure (frame bars) and substructure (piles and pile base). A rigid-frame structure allowed for the creation of a monolithic structure that would be low-maintenance and permanent once the design and execution were correct and concise.

Aus diesen Randbedingungen folgte, dass die Brücke im statischen Sinne entweder als ein auf Pfählen gestützter einfacher Balken oder als ein Rahmentragwerk, bestehend aus Überbau (Rahmenriegel) und Unterbau (Pfähle und Pfahlbankette), konzipiert werden konnte. Ein Rahmentragwerk ermöglicht die Erstellung eines monolithischen Bauwerks, das bei korrekter und sauberer Projektierung und Ausführung unterhaltsarm und dauerhaft ist. Daher wurde entschieden, diese Lösung weiterzuverfolgen. Aus der Bedingung für das Freibord und der Höhenlage der beiden Ufer ergibt sich, dass die tragende Konstruktion der Brücke sich oberhalb der Fahrbahn befinden muss.

Überbau

Die neue Brücke wurde als monolithisches Rahmentragwerk mit Riegeln aus vorgespanntem Beton projektiert. Der Überbau (Rahmenriegel) weist einen Trogquerschnitt auf und wird auf den Bohrpfählen fundiert. Massive Pfahlriegel verbinden Überbau und Pfähle. Die Tragkonstruktion der neuen Brücke entspricht daher in statischem Sinne einem

Therefore, the decision was made to pursue this solution. The conditions relating to the freeboard and the elevation of the two banks meant that the supporting structure had to be above the roadway.

Superstructure

The new bridge was designed as a monolithic rigid-frame structure with beams made of prestressed concrete. The superstructure (frame beam) has a trough cross-section and is founded on solid bored piles. The superstructure and piles are connected with massive pile caps. In a structural sense, therefore, the structure of the new bridge corresponds to a frame with rigid bars and soft columns (Fig. 1).

The total length of the bridge is 39.7 m (without transition slabs), the structural span of the bridge (distance between pile axes) is 36 m and the section height varies from 2.2 m at the centre of the bridge to 1.6 m at the bridge end. The upper edge of the superstructure is arched. The bridge is founded on each side on three 18 m long bored piles with a diameter of 118 m.

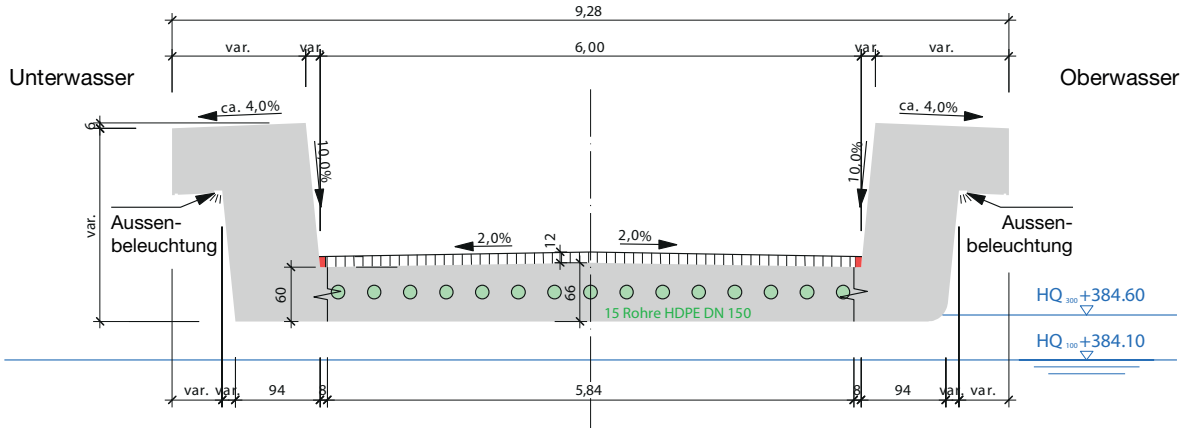


Fig. 2
Normalquerschnitt der Brücke.
Normal cross-section of the bridge.

Fig. 3
Vorfabrizierte Längsträger vor dem Betonieren.
Pre-fabricated longitudinal beams prior to concreting.

Rahmen mit steifen Riegeln und weichen Stützen (Fig. 1).
Die Gesamtlänge der Brücke beträgt ca. 39,7 m (ohne Schleppplatten), die statische Spannweite der Brücke (Abstand der Pfahlachsen) 36 m und die Querschnittshöhe variiert von 2,2 m in Brückenmitte bis 1,6 m am Brückenende. Die obere Kante des Überbaus weist eine Bogenform auf. Die Brücke ist beidseits auf je drei 18 m langen Bohrpfählen mit Durchmesser 118 cm fundiert.
Das 100-jährliche Rückstau-Hochwasser (HQ_{100}) befindet sich auf der Kote 384,10 m, sodass das Freibord zum HQ_{100} rund 0,28 m beträgt, was die Bedingung der hydraulischen Berechnung des Unterwasserkanals erfüllt. Wichtig zu erwähnen ist, dass das übliche Freibord von 1 m in diesem Fall nicht massgebend ist, weil sich auf der Oberwasserseite in der Nähe der Brücke ein Elektrizitätskraftwerk der EKZ befindet, das die Hochwasserkote regulieren kann. Ausserdem können keine grossen Gegenstände (Baumstämme o. ä.) das Kraftwerk durchfliessen.
Die Breite der Fahrbahn beträgt 6 m und bietet somit Platz für zwei Fahrspuren von je 3 m. Die

The 100-year back water flood (HQ_{100}) is at spot height 384.10 m. Therefore, the freeboard for HQ_{100} is approx. 0.28 m, which meets the requirement relating to the hydraulic calculation of the tailrace channel. It is important to mention that the usual freeboard of 1 m is not decisive in this case due to the fact that there is an EKZ power plant on the headrace side near the bridge that can regulate the flood spot height. In addition, large objects (tree trunks or similar) cannot flow through the power plant.
The roadway is 6 m wide, therefore, providing space for two lanes of 3 m each. The bridge deck has a pitch of 2% and is 60 cm high at each end and 66 cm in the centre. A total of 15 HDPE pipes with a diameter of 150 mm were installed approx. in the middle level of the bridge deck. These pipes may only be used for electric and telecommunications lines (Fig. 2).
The webs are used to transfer the loads from the bridge deck towards the abutments and/or the piles. The webs are inclined towards the outside and have a negative ratio of 1:10. The lower part of the web is approx. 0.95 m wide and the upper part approx. 1.50 m.

Fahrbahnplatte weist ein Dachgefälle von 2% auf; ihre Höhe beträgt an beiden Enden 60 cm und in der Mitte 66 cm. In der Fahrbahnplatte, etwa in deren mittleren Ebene, wurden insgesamt 15 HDPE-Rohre mit einem Durchmesser von 150 mm eingebaut. Durch diese Rohre dürfen ausschliesslich Elektro- und Telekommunikationswerkleitungen geführt werden (Fig. 2).
Die Stege dienen zur Übertragung der Lasten aus der Fahrbahnplatte in Richtung der Auflager bzw. der Pfähle. Die Stege sind nach aussen geneigt und haben einen Anzug von 1:10. Die Stegbreite beträgt rund 0,95 m im unteren und 1,50 m im oberen Teil.
Die Ausbildung des Querschnitts mit einem breiten oberen Teil ergab sich vor allem aus statischen Gründen, um die Bedingung für die maximale Höhe der Druckzone bei der vorwiegend auf Biegung beanspruchten Zone in Brückenmitte zu erfüllen, sie erzielt aber auch einen ästhetischen Effekt. Unterhalb der Verbreiterung des oberen Stegteils ist in einem Kanal die LED-Beleuchtung des Bauwerks eingelassen. Nicht nur die gesamte Steghöhe, sondern auch die Höhe des oberen

Fig. 4
Versetzen des ersten vorfabrizierten und teilweise vorgespannten Längsträgers, Gewicht: 240 Tonnen, max. Tragvermögen des Raupenkrans: 750 Tonnen.
Shifting the first pre-fabricated and partially prestressed longitudinal beam, weight: 240 t, max. capacity of the crawler crane: 750 t.

The design of the section with a wide upper part arose mainly for structural reasons, to meet the maximum height requirement of the compression zone for the area at the centre of the bridge that is subject mainly to bending. However, it also works aesthetically. The LED lighting for the structure is set into a channel beneath the widened upper web part. It is not only the entire web height but also the height of the upper part of the web that varies for aesthetic reasons: It is 1.4 m at each end, narrowing to 0.8 m at the centre of the bridge.
The prestressing comprises 6 cables in total with 22 strands (steel quality Y1860) incl. anchors. The tendons run through the webs, have their lowest point at the centre of the span and are anchored at both ends of the bridge. The cables were tensioned on both sides. In the longitudinal direction, the course of the road comprises a crest with a vertical radius of 1500 m and the high point on the western abutment, and a trough with a radius of 100 m and the lowest point above the eastern abutment. Therefore, the bridge drains both with a pitch of 2% transversely and also with a longitudinal pitch of 1.4%. The inlet shafts are outside of the bridge, just behind the eastern abutment (at the depot).
As the bridge is relatively short and there is not much traffic on it, no transition joints were planned. An elastic joint was placed only in the surface.

Teils des Stegs variiert aus ästhetischen Gründen: Sie beträgt an den Enden rund 1,4 m und verjüngt sich bis zur Brückenmitte auf 0,8 m.
Die Vorspannung besteht aus insgesamt 6 Kabeln mit 22 Litzen (Stahlqualität Y1860) inkl. Verankerungen. Die Vorspannkabel verlaufen durch die Stege, haben den Tiefpunkt in der Mitte der Spannweite und sind an beiden Brückenenden verankert. Die Kabel wurden beidseits gespannt.
In Längsrichtung besteht der Strassenverlauf aus einer Kuppe mit einem vertikalen Radius von 1500 m und dem Hochpunkt auf dem Widerlager West sowie aus einer Wanne mit einem Radius von 100 m und dem Tiefpunkt über dem Widerlager Ost. Die Brücke entwässert sich somit sowohl mit einem Dachgefälle von je 2% in Querrichtung als auch mit einem Längsgefälle von 1,4%. Die Einlaufschächte befinden sich ausserhalb der Brücke gerade hinter dem Widerlager Ost (auf dem Werkhofplatz).
Da die Brücke relativ kurz und wenig befahren ist, wurden keine Fahrbahnübergänge vorgesehen. Es wurde nur im Belag eine elastische Fuge eingebracht.

Substructure

The bridge substructure comprises a solid transverse beam and three bored piles at each bank. The transverse beams introduce the loads from the bridge superstructure into the piles. The introduction of force was simulated in a simplified manner with several 3D framework models.
The bored piles are primarily loaded for pressure and bending in the upper parts and therefore require relatively strong reinforcement in the longitudinal direc-

Bauherr/Owner
Elektrizitätswerke des Kantons Zurich (EKZ)
Projekt- und Bauleitung/ Project and site management
Ingenieurbüro ewp AG Effretikon
Bauausführung/Execution
Lerch AG Bauunternehmung, Winterthur

Unterbau

Der Brückenunterbau besteht an beiden Ufern aus je einem massiven Querträger und drei Bohrpfählen. Die Querträger leiten die Beanspruchungen aus dem Brückenüberbau in die Pfähle ein. Die Krafteinleitung wurde vereinfacht mit mehreren 3-D-Fachwerkmodellen analysiert.

Die Bohrpfähle sind vor allem in den oberen Teilen auf Druck und Biegung belastet und benötigten daher eine relativ starke Bewehrung in Längsrichtung. Beim Projektieren war diese Bewehrung so zu wählen, dass sich möglichst wenige Konflikte mit der Bewehrung der beiden Querträger ergaben.

Bauausführung

Die Projektierung der Brücke sah die Erstellung des Brückenüberbaus mit einem sogenannt obenliegenden Lehrgerüst vor. Die Bauunternehmung schlug zusätzlich eine Lösung mit zwei vorfabrizierten und teilweise vorgespannten Längsträgern (als Stege des zukünftigen Trogquerschnitts der Brücke) vor, die im Bauzustand die Rolle des Lehrgerüsts für die Fahrbahnplatte übernehmen sollten. Die Bauherrschaft entschied sich für diese Lösung mit vorfabrizierten Längsträgern.

tion. At the design stage, the chosen reinforcement had to result in as little conflict as possible with the reinforcement of the two transverse beams.

Construction

The planning for the bridge provided for the erection of the superstructure with an overlying falsework. In addition, the contractor suggested a solution with two pre-fabricated and partially prestressed longitudinal beams (as webs for the future trough section of the bridge), which were to assume the function of a falsework for the bridge deck during construction. The client chose this solution with pre-fabricated longitudinal beams.

Shifting the pre-fabricated longitudinal beams

Due to the pre-production of the webs on site (Fig. 3), it was possible to dispense with an overlying falsework. The beams were shifted onto the bored piles created in advance and were therefore used during construction to mount the formwork for the bridge deck. In

Versetzen der vorproduzierten Längsträger

Durch die Vorproduktion der Stege vor Ort (Fig. 3) konnte auf ein obenliegendes Lehrgerüst verzichtet werden. Die Träger wurden auf die vorgängig erstellten Bohrpfähle versetzt und konnten so bereits während der Bauzeit zur Aufhängung der Schalung für die Fahrbahnplatte verwendet werden. Der Längsträger durfte dabei aus Beanspruchungsgründen nicht vollständig, sondern nur teilweise vorgespannt werden. Höhepunkt des Baus der Brücke stellte das Versetzen der je 240 Tonnen schweren Längsträger mit dem grössten Raupenkran der Schweiz (Fig. 4 und 5). Der Bauvorgang machte die Ausbildung des Tragwerks als Rahmen jedoch zu einem technischen Knackpunkt, sowohl in der Projektierung als auch in der Ausführung. Das Rahmeneck musste

Fig. 5
Versetzen des zweiten vorfabrizierten und teilweise vorgespannten Längsträgers.
Shifting the second pre-fabricated and partially prestressed longitudinal beam.

Fig. 6
Vollendetes Bauwerk.
Completed structure.

order to limit the strains, the longitudinal beams could not be fully but only partially prestressed. The highlight in the construction of the bridge involved shifting the longitudinal beams, each 240 t in weight, using the largest crawler crane in Switzerland (Fig. 4 and 5). However, the design of the structure became a sticking point, both for project planning and execution, due to the construction process. The frame corner had to be connected to the shifted beams in cramped conditions with a screw reinforcement.

Aesthetic thoughts

The arched shape of the superstructure characterises the appearance of the bridge (Fig. 6). The arch connects with the road and the terrain at the bank, therefore, creating a natural unit with its surroundings. At the same time, the outer surfaces of the web and the side area of the pile cap create one level. The bridge form achieves an additional dynamic due to the inclined webs and also from the fact that they are wider in the upper part. Furthermore, the webs inclined towards the outside give a sense of width and comfort when driving or walking over the bridge. The appearance of the bridge is highlighted in addition by the lighting on the outside of the webs. It is interesting to mention that for reasons of time, an architect was not involved in the design of the bridge, but that it was the result of the work of the civil engineers involved.

unter beengten Verhältnissen mit einer Schraubarmierung an die versetzten Träger angeschlossen werden.

Ästhetische Gedanken

Die Bogenform des Überbaus prägt das Erscheinungsbild der Brücke (Fig. 6). Der Bogen schliesst an die Strasse und das Terrain am Ufer an und bildet somit eine natürliche Einheit mit der Umgebung. Dabei formen die Aussenfläche des Stegs und die seitliche Fläche des Pfahlriegels eine Ebene. Eine zusätzliche Dynamik erreicht die Brückenform durch die geneigten Stege sowie durch deren Verbreiterung im oberen Teil. Die nach aussen geneigten Stege vermitteln zudem ein Gefühl von Breite und Komfort beim Befahren bzw. Begehen der Brücke. Die Beleuchtung auf der Aussenseite der Stege unterstreicht das Erscheinungsbild der Brücke zusätzlich. Es ist dabei interessant zu erwähnen, dass bei der Formgebung der Brücke aus zeitlichen Gründen kein Architekt mitwirkte, sondern dass sie ausschliesslich das Resultat der Arbeit der beteiligten Bauingenieure ist.

Autoren/Authors

Ivan Markovic
Prof. Dr. dipl. Bauing. TU/SIA
HSR Hochschule für Technik
Rapperswil
(zur Zeit der Projektierung und Erstellung beschäftigt als Projektleiter bei ewp AG/at the time of design and execution, project leader at ewp AG)
ivan.markovic@hsr.ch

Roger Manetsch
eidg. dipl. Baumeister, Bauführer, stv. Bereichsleiter Ingenieurbau
Lerch AG Bauunternehmung, CH-8404 Winterthur
r.manetsch@lerch.ch

Pont du Tiguelet
The Tiguelet bridge

Samuel Hörmann, Martin Bimschas, Balz Amrein, Walter Kaufmann, Beat Meier, Raoul Spataro

Introduction

Dans le cadre des aménagements de la gare de Givisiez dans le canton de Fribourg, le passage à niveau CFF de la route de Belfaux situé peu avant la gare devait être supprimé en réalisant un évitement routier dans la zone industrielle en développement. Le tracé de cette nouvelle route nécessitait d'un nouveau pont qui enjambe les deux voies des lignes Fribourg–Payerne et Fribourg–Morat, les quatre voies de rangement menant au futur dépôt des Transports publics Fribourgeois (tpf), ainsi qu'une dépression caractérisée par une zone marécageuse. Le Service des ponts et chaussées du canton de Fribourg lança en 2014 un concours de projet pour la construction du Pont du Tiguelet qui a été remporté par le projet LOTUS.

Contraintes principales

Le pont accueille deux voies de circulations, deux bandes cyclables et un trottoir, ce qui a pour résultat une section standard d'une largeur totale de 11,80 m, bordures inclues. Auprès de la culée nord, le raccordement à la route cantonale existante nécessite un élargissement important en forme de trompette. D'autre part, une hauteur de construction maximale de seulement 1,50 m est disponible pour le franchissement des voies en raison du gabarit des CFF compte tenu du raccordement à la route existante et des rayons d'arrondissement verticaux du profil longitudinal.

Le franchissement fortement oblique des lignes des chemins de fer est déterminant pour le choix de la disposition des piles. Le sol de fondation est constitué par du rocher molassique présent relativement près de la surface dans la zone nord, mais par contre recouvert plus au sud de formations fluvio-glacières d'une épaisseur jusqu'à 20 m avec présence de matériaux compressibles (dépôts palustres et lacustres).

Introduction

As part of the modifications to be carried out at the Givisiez railway station in the Canton of Fribourg, the adjacent railway crossing on the cantonal road was to be removed and replaced with a bridge approx. 600 m further away. This modified route required a new section of road that would pass over the two existing tracks on the railway line from Fribourg to Payerne and Fribourg to Morat, over four new planned tracks for the future depot at the Fribourg transport company TPF and over wetland. This provided the basic brief for the project competition launched in 2014 by the Civil Engineering Department of the Canton Fribourg. The winning project was the LOTUS project described below.

Key parameters

In addition to the two traffic lanes, each with a cycle path on the side, the bridge also includes a pedestrian walkway on one side of the deck resulting in a standard cross-section with a total width of 11.80 m, including the edge beams. The T-junction connection between the bridge and the existing cantonal road direct-

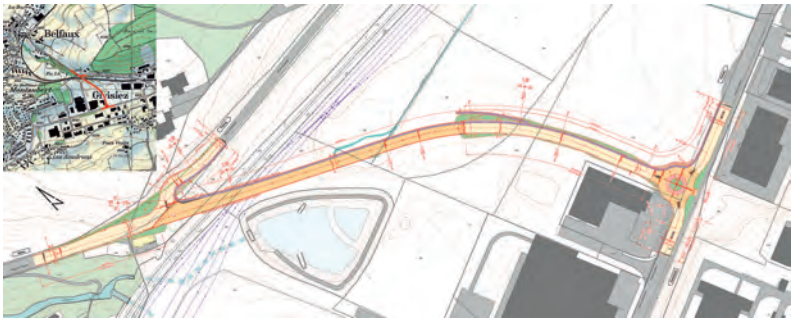


Fig. 1
Tracé aménagé de la route cantonale Belfaux–Givisiez.
Reproduit avec l'autorisation de swisstopo (JA110138).
Adjusted alignment cantonal road Belfaux to Givisiez.
Reproduced by permission of swisstopo (JA110138).

Conception générale de l'ouvrage

La combinaison entre les contraintes principales des voies ferrées et la situation topographique caractérisée par une grande dépression ont été à la base du projet lauréat, à savoir un pont en béton précontraint de neuf travées, long d'environ 290 m avec des portées de 24,80 m à 34,90 m. La superstructure est constituée d'un tablier à section en T avec des porte-à-faux de la dalle de roulement relativement importants de sorte que les points d'appui sont toujours à l'ombre du tablier et que le pont apparaisse élancé malgré sa largeur et la faible hauteur par rapport au terrain.

Au nord, une transition douce entre le pont et le talus a été atteinte grâce à une culée basse disposée parallèlement au talus. En raison de l'orientation particulièrement oblique du talus par rapport à l'axe du pont et de l'élargissement nécessaire dans la zone de l'extrémité nord, il résul-

ly behind the north abutment requires, on the one hand, a trumpet-like widening of the end of the bridge. On the other hand, this restricts the maximum static depth over the tracks to 1.50 m due to the requirements of the vertical radii of transition curves in the road alignment.
The tracks to be crossed cut through the axis of the new bridge at a skew and were the governing parameter when arranging the substructure elements. The foundation soil on the project site consists of stable molasse rock lying relatively close to the surface in the northern part of the site. Further south the molasse rock is covered with up to 20 m of loose rock including lake sediment with poor bearing capacity and susceptible to settlement.

Concept and design

Based on this combination of constraints with regard to the tracks and the extensive topographical depression, the competition team conceived a 9-span girder bridge with a prestressed concrete superstructure. The total length of the bridge is about 290 m, featuring span widths between 24.80 m and 34.90 m. The superstructure is designed as a T-beam cross-section with relatively large cantilevers such that the supports are always in the shadow of the girders and the bridge has a slender appearance despite its width and general low height over ground.
At the northern end, a gentle transition is achieved from the bridge to the natural embankment by means of the low abutment aligned with the embankment. The very oblique course of the embankment, compared with the bridge axis, and the necessary widening of the northern end of the bridge for the road junction, have produced an abutment over 30 m in width that nonetheless is clean and simple due to its integral design as a concrete wall monolithically connected to the superstructure. Further to the south, the bridge sits on eight elliptical piers with gradually

Fig. 2
Vue de la culée nord vers le sud.
View from the north abutment towards the south.

Fig. 3
Visualisation, vue en direction de la culée nord.
Visualisation, view towards the northern abutment.

te une culée de plus de 30 m de large, cependant avec un aspect simple par sa construction intégrale comme paroi en béton reliée monolithiquement à la superstructure. Par la suite, en direction sud, le pont s'appuie sur huit piles elliptiques dont les premières reprennent l'orientation oblique de la culée. Ainsi, en même temps, une disposition optimale des piles entre les voies et à côté des voies obliques est possible. Par ailleurs, dans cette zone la largeur des piles est variable dans la direction transversale du pont, en accord avec l'élargissement du tablier. Grâce à la forme elliptique, les piles confèrent une unité à l'ensemble de

varying alignment in the ground plan, thus accommodating the skew of the abutment and the direction of the tracks. At the same time, this allows for the optimum layout of the piers between and adjacent to the tracks crossing below the bridge. Furthermore, these piers are characterised by varying dimensions in the transverse direction of the bridge, which match the widening of the superstructure. Despite their varying skew and widths, the elliptical shape of the piers creates an impression of unity along the entire length of the structure.
Given the considerable length of the bridge, the southern abut-

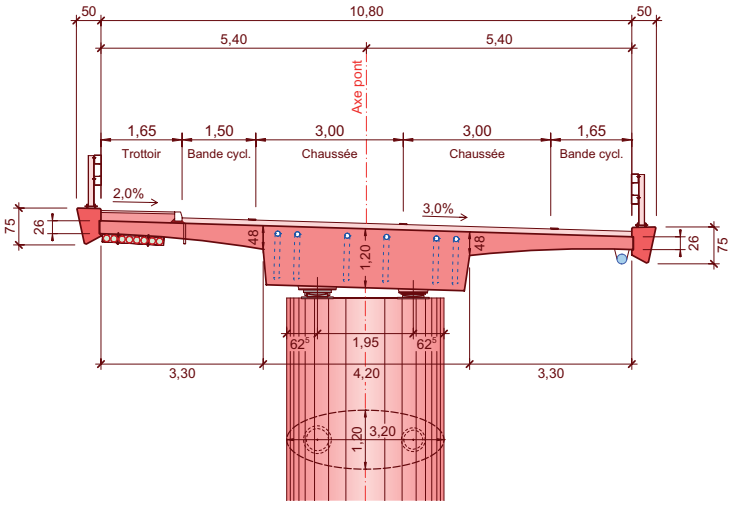


Fig. 4
Section standard sur le pilier avec appuis sphériques.
Standard cross-section over support with spherical bearings.

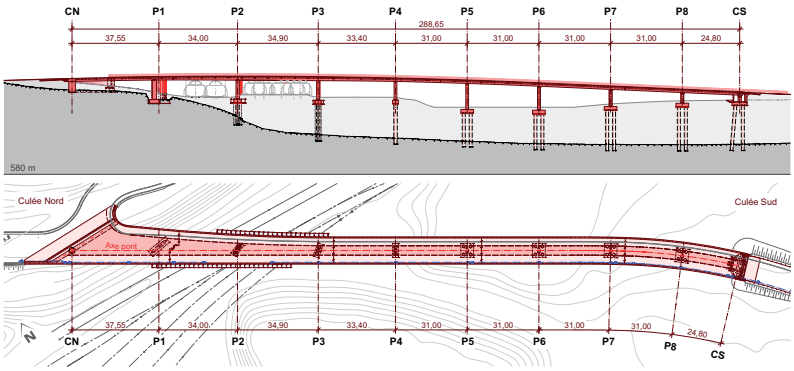


Fig. 5
Coupe longitudinale et plan.
Longitudinal section and ground plan.

l'ouvrage malgré la variation de l'orientation et de la largeur.
La culée sud, où en raison de la longueur du pont des appareils d'appui mobiles et un joint de chaussée à quatre ouvertures s'avèrent nécessaires, s'intègre avec harmonie dans le remblayage servant de prolongation du pont grâce au choix d'un plan trapézoïdal de sa chambre de visite.

Concept de la structure

Superstructure

Le tablier, conçu en poutre en T, présente une largeur totale sans bordures de 10,80 m dans la section standard. Il se compose d'une âme large 4,20 m, d'une hauteur de 1,20 m et de deux porte-à-faux de 3,30 m chacun en forme de voute, avec une épaisseur de 0,48 m dans la connexion à l'âme. Dans les plus grandes portées au-dessus des voies ferrées, la hauteur du tablier augmente continuellement de 1,20 m à 1,50 m au maximum, il en résulte donc des élancements entre $^1/_{24}$ et $^1/_{26}$. Dans la zone de l'extrémité nord, la poutre du pont s'élargit de manière continue vers la culée Belfaux, en fonction de la géométrie de la route, alors que les porte-à-faux de la dalle de roulement restent constants.
Le tablier est précontraint dans la section standard au moyen de quatre câbles de 27 torons Ø 0,6" (P_0 = 5273 kN) et de deux câbles de 22 torons Ø 0,6" (P_0 = 4297 kN). Dans la zone des sections plus hautes et plus larges, cette précontrainte est complétée par jusqu'à six unités complémentaires de 22 torons Ø 0,6" (P_0 = 4297 kN). Pour des raisons de durabilité et de résistance à la fatigue, les câbles ne sont pas tous couplés dans le même arrêt de bétonnage, au moins deux câbles passent à travers et sont ancrés dans l'étape suivante. Aucun recouvrement des unités de précontrainte a été prévu au-dessus des piles ce qui permet de limiter la hauteur de la zone comprimée à l'état-limite ultime à une valeur garantissant un comportement ductile de la section. Une précontrainte totale

ment is equipped with bearings that facilitate longitudinal movement as well as a 4-cell modular expansion joint. The abutment blends harmoniously into the embankment, which appears as an extension of the bridge thanks to the use of a trapezoidal ground plan of the abutment, incorporating the maintenance chamber providing access to the expansion joint and the bearings.

Structural concept

Superstructure

The T-beam bridge girder has a 10.80 m wide standard cross-section, excluding the parapets. The deck consists of a 4.20 m wide, 1.20 m deep web and two tapered cantilevers of 3.30 m, each

Maître d'ouvrage/Owner
Service des ponts et chaussées de l'État de Fribourg
Projet et direction technique des travaux/Project and technical site management
dsp Ingenieure + Planer AG, Greifensee/Uster
Spataro Petoud Partner SA, Bellinzona
Architecte/Architect
Balz Amrein/Architektur/Brückenbau, Zurich
Direction locale des travaux/ Local site management
IUB Engineering SA, Givisiez
Exécution des travaux/Contractors
Routes Modernes SA, Fribourg
(à partir de 2018: Antiglio SA, Fribourg)

Coûts (uniquement le pont)/ Construction costs (bridge only)
env. CHF 11,4 millions/
approx. CHF 11.4 million

with a depth of 0.48 m where the cantilevers connect to the web.
For the largest spans over the railway tracks, the girder depth increases continuously from 1.20 m to a maximum of 1.50 m. With the exception of the southern end span, this produces slenderness ratios between $1/24$ and $1/26$ for the bridge girder. For the widening of the superstructure at the northern end of the bridge, the total width and web width increase by the same dimension, while the lengths of the cantilevers remain constant.
Post-tensioning of the standard cross-section is achieved with four 27-strand tendons Ø 0.6" (P_0 = 5273 kN) and two 22-strand tendons Ø 0.6" (P_0 = 4297 kN). In the area of the deeper and wider cross-sections, the post-tensioning is supplemented by up to six additional 22-strand tendons Ø 0.6" (P_0 = 4297 kN). In order to avoid potential weak points with regard to durability and fatigue, not all tendons are coupled in the same construction joint, that is, at least two tendons are continued and either anchored or coupled at the next concreting stage. Overlapping of the post-tensioning tendons over the piers is avoided in order to limit the concrete compression zone depth in the ultimate limit state to a degree that ensures ductile load-bearing behaviour. Given that the selected cross-section and the tendon profiles result in relatively large positive secondary moments, full prestressing is nonetheless ensured for permanent loads.

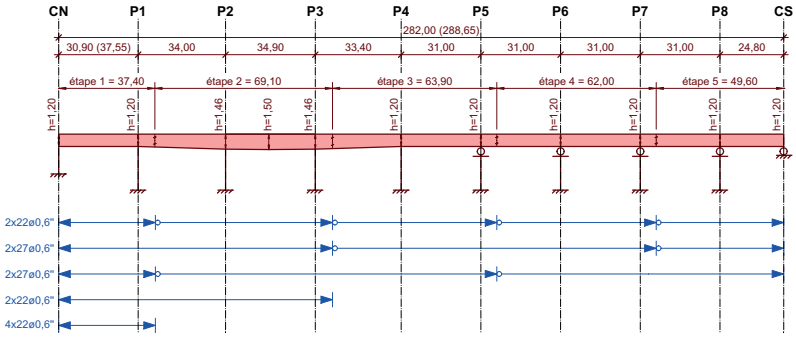


Fig. 6
Concept de précontrainte.
Post-tensioning concept.

Fig. 7
Franchissement des voies et culée intégrale nord.
Track crossing as well as integral northern abutment.

Substructure

With the aim of creating a structure that requires as little maintenance as possible, as is the case with the north abutment, the northernmost four piers were also connected monolithically to the superstructure, which also has a favourable effect on the transfer of loads resulting from train impact. In addition, the well-known constructive problems that arise from the use of bearings and expansion joints for skewed bridge ends could be avoided, such as, for example, uplifting reaction forces in the acute corners of the slabs, and expansion joints aligned obliquely to the bridge axis. The durability of the latter would have also been impacted here by its location in the intersection area (significant horizontal loads due to turning trucks).
Longitudinal expansion of the bridge is possible at the southern piers and the southern abutment. In each case, two spherical bearings are used, one of which is designed for longitudinal movement and the other for movement in all directions. The use of the two bearings allows for the transfer of torsional actions from the superstructure, as a result of eccentric loads, at each pier. The dimensions of the standard elliptical piers were determined based on the minimum space required between the support points to avoid uplifting forces and the

pour les charges permanentes est cependant assurée grâce aux moments secondaires positifs considérables qui se produisent en raison de la section et du tracé de la précontrainte.

Infrastructure

Dans l'objectif d'une construction minimisant les besoins d'entretien, la culée nord et ses quatre piles voisines ont été reliées de manière monolithique à la superstructure, ce qui en même temps a un effet favorable sur la transmission des forces dues aux chocs de train. En plus, cette solution a permis d'éviter les problèmes constructifs connus des appareils d'appui et des joints de chaussée dans les ponts sur appuis biais, comme par exemple les forces de soulèvement dans les angles aigus des plaques ou les joints de dilatation obliques par rapport à l'axe du pont, dont la durabilité aurait en outre été affectée néga-

tivement dans le cas présent par sa position dans la zone du carrefour (forte sollicitation due au trafic lourd bifurquant).
L'appui du pont sur les piles sud et la culée sud est mobile dans le sens longitudinal avec chaque fois deux appareils d'appui sphériques, dont l'un permet les mouvements dans le sens longitudinal du pont et l'autre est mobile dans toutes les directions. La disposition de deux appareils d'appui permet la transmission des moments de torsion du tablier, dus à des charges excentriques, à chaque pile. L'écart minimum entre les appuis, nécessaire pour éviter des réactions d'appui négatives, ainsi que l'encombrement des appareils d'appuis ont été déterminants pour les dimensions des piles elliptiques.
La stabilité latérale de l'ensemble du pont est garantie par la culée intégrale et les piliers reliés de manière monolithique à la superstructure dans la zone de l'extrémité nord du pont. À cet effet, le niveau de la roche près de la surface dans cette zone a permis des fondations très performantes.

dimensions of the spherical bearings.
The integral abutment and the northern piers connected monolithically with the superstructure ensure the horizontal bracing for the entire structure. The bedrock located close to the surface allowed for very efficient foundations in this area.

Foundations
The concrete wall of the integral abutment on the north end as well as the northernmost pier are founded using spread footings on the molasse rock. Each of the remaining piers that are monolithically connected to the superstructure is set on three bored piles Ø = 1.50 m which are positioned in a single row transverse to the bridge axis in order to minimise restraints arising from the longitudinal movements of the superstructure.
For the southern piers and abutment, pile footings with four large bored piles Ø = 1.30 m were used due to the movable supports

Fondations
La paroi en béton de la culée intégrale au nord et la pile la plus au nord sont fondées sur semelles superficielles dans la molasse. Les autres piles, reliées de manière monolithique à la superstructure, sont fondées dans la molasse à l'aide de trois pieux forés de diamètre 1,50 m ancrés dans la roche, disposés en une ligne dans la direction transversale des piles pour minimiser les sollicitations dues aux déformations imposées par les déplacements longitudinaux de la superstructure.
Pour les piles sud ainsi que pour la culée sud par contre, les fondations ont été prévues avec quatre pieux de diamètre 1,30 m disposés en rectangle, afin d'en assurer la stabilité, en présence d'appuis mobiles.

Exécution des travaux

Les deux piles proches des voies ainsi que leurs fondations ont été

Fig. 8
Vue de l'intrados du pont et des piliers.
View of superstructure and piers from below.

Fig. 9
Bétonnage de la semelle sur pieux du pilier 3.
Concreting of pile cap of pier 3.

Fig. 10
Vue aérienne en état de construction.
Aerial view during construction.

of the superstructure, and in order to ensure the stability of the substructure elements.

Construction

Before erecting the protective tunnel for the works over the existing tracks, the two piers and associated foundations adjacent to the tracks were constructed during night work. The bridge superstructure was constructed in five stages starting from the monolithic abutment in the north, so that temporary stabilising measures could be avoided. A concreting stage consisted of two spans, with the exception of the northern end span in the area of the widening of the superstructure, which required its own casting stage due to the large volume of concrete.

Due to the given geology, the falsework of each span was supported on either one or two temporary piers on pile foundations. For this purpose, wooden piles were used, which enabled an economical and swift construction.

Preparation works for the construction of the bridge began in the autumn of 2016. All foundations and piers, the two abutments and all five superstructure stages were concreted in 2017. The finishing works with the edge beams, surfacing and the application of waterproofing, as well as adjustments to the road and landscaping followed in 2018.

entièrement réalisées en travail de nuit avant la construction du tunnel de protection nécessaire pour la réalisation du pont sur les voies existantes en service. La construction de la superstructure du pont s'est effectuée en cinq étapes à partir de la culée monolithique au nord afin de pouvoir renoncer à des mesures temporaires de stabilisation. Une étape de bétonnage comprenait à chaque fois deux portées, à l'exception de la travée de rive nord dans la zone d'élargissement qui a exigé une propre étape en raison de la cubature importante.

En raison de la géologie, le cintre a été prévu avec un ou deux appuis intermédiaires avec fondation profonde par travée. Le choix de pieux battus en bois a à cet effet permis un déroulement des travaux économique et en même temps rapide.

Les travaux préparatoires à la construction du pont ont commencé en automne 2016. Toutes les fondations et les piles, les deux culées ainsi que les cinq étapes de la superstructure ont été bétonnés en 2017. Les travaux de finition avec les bordures, la réalisation de l'étanchéité et du revêtement ainsi que les constructions routières et les travaux d'aménagement ont suivi en 2018.

Auteurs/Authors

Samuel Hörmann
MSc ETH Bau-Ing.
dsp Ingenieure + Planer AG
CH-8610 Uster
samuel.hoermann@dsp.ch

Martin Bimschas
Dr. sc. ETH, ing. civil dipl.
dsp Ingenieure + Planer AG
CH-8610 Uster
martin.bimschas@dsp.ch

Balz Amrein
Architecte dipl. ETH/SIA
Ing. en électricité dipl. ETH/SIA
Balz Amrein/Architektur/Brückenbau
CH-8005 Zurich
mail@balzamrein.ch

Walter Kaufmann
Prof. Dr. sc. techn., ing. civil dipl. ETH
ETH Zurich
CH-8093 Zurich
kaufmann@ibk.baug.ethz.ch

Beat Meier
Ing. civil dipl. ETH
dsp Ingenieure + Planer AG
CH-8610 Uster
beat.meier@dsp.ch

Raoul Spataro
Ing. civil dipl. ETH
Spataro Petoud Partner SA
CH-6500 Bellinzona
spataro@ingegnerispp.ch

Bauwerkserhaltung

Conservation des ouvrages

Conservation of Structures

Instandsetzung Aarebrücke Worblaufen
Rehabilitation of Aare bridge Worblaufen

Viviane Buchwalder

Einleitung

Die rund 200 m lange Aarebrücke Worblaufen ist die grösste Brücke im Netz des Regionalverkehrs Bern-Solothurn RBS und liegt südlich des Bahnhofs Worblaufen. Das Bauwerk gilt gemäss kantonaler Denkmalpflege als schützenswert.

Die Einfahrt der Schmalspurbahn in den Kopfbahnhof Bern ist nur über die Aarebrücke Worblaufen möglich. Damit nimmt sie eine Schlüsselposition im Betrieb des RBS ein. Ein seitlich auskragender Gehweg ermöglicht zusätzlich Fussgängern die Überquerung der Aare zwischen Bern-Tiefenau und Worblaufen. Der Artikel beschreibt die Instandsetzung des 50-jährigen Bauwerks.

Objektbeschrieb

Bei der 1965 erstellten Aarebrücke handelt es sich um eine zweispurige Eisenbahnbrücke aus vorgespanntem Stahlbeton, ausgebildet als Sprengwerk mit zweizelligem Hohlkasten. Beidseitig der Hauptbrücke schliessen dilatierte Lehnenbrücken aus schlaff bewehrtem Stahlbeton an, sie tragen als offene Balkenbrücken über eine Spannweite auf der Nordseite und über zwei Spannweiten auf der Südseite (Fig. 1, 2).

Introduction

The 200 m long Aare Bridge Worblaufen is the largest bridge in the RBS (Regionalverkehr Bern-Solothurn) network and is located south of Worblaufen railway station. According to the cantonal office for the preservation of monuments, the bridge is worthy of protection.

The only entry point for the narrow-gauge railway into the terminus station Bern is by crossing the Aare Bridge Worblaufen. Therefore, it is of major significance for overall RBS operations. Pedestrians can also cross the Aare between Bern-Tiefenau and Worblaufen thanks to the cantilever pathway at the side of the bridge. This article describes the rehabilitation of the 50-year old structure.

Description of the bridge

The Aare bridge, built in 1965, is a double-track railway bridge made of prestressed reinforced concrete, developed as a strut frame bridge with a double-cell box girder. At either end of the main bridge there is a dilatated viaduct made of reinforced concrete. Each is an open beam bridge, spanning a single span width at the northern side and two span widths at the southern side (Fig. 1, 2).

In den ersten Jahren nach der Erstellung konnten bei allen Fundationen Setzungen beobachtet werden, worauf die Fundationen der Lehnenbrücke Nord verstärkt wurden. Auf der Seite Bern wurden keine Massnahmen getroffen. Ansonsten befindet sich das Bauwerk im Originalzustand.

Bei der Inspektion 2009 wurden die Lager, die Fugen und der Gehweg als «schadhaft» und die Entwässerung als «schlecht» eingestuft. In der Folge wurde eine detaillierte Überprüfung des Objekts empfohlen.

Im Jahre 2011 wurde bei einer Begehung eine grossflächige Abplatzung am Stützenkopf C entdeckt, die die Sofortmassnahme einer provisorischen Lagerverstärkung und die geodätische Überwachung der Brücke zur Folge hatte (Fig. 3).

Zustandsuntersuchung

Materialtechnologische Untersuchungen

Im Rahmen der Zustandserfassung der Aarebrücke fanden umfassende materialtechnologische Untersuchungen und Prüfungen statt.

Die Druckfestigkeit des Betons liegt bei Werten von C50/60 für den Unterbau sowie C55/67 für den Überbau. Obwohl auf dem

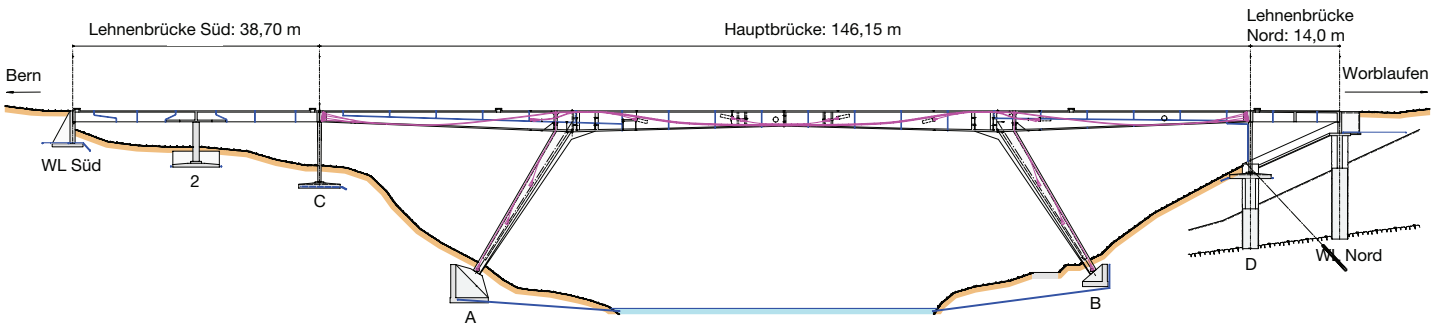


Fig. 1
Längsschnitt.
Longitudinal section.

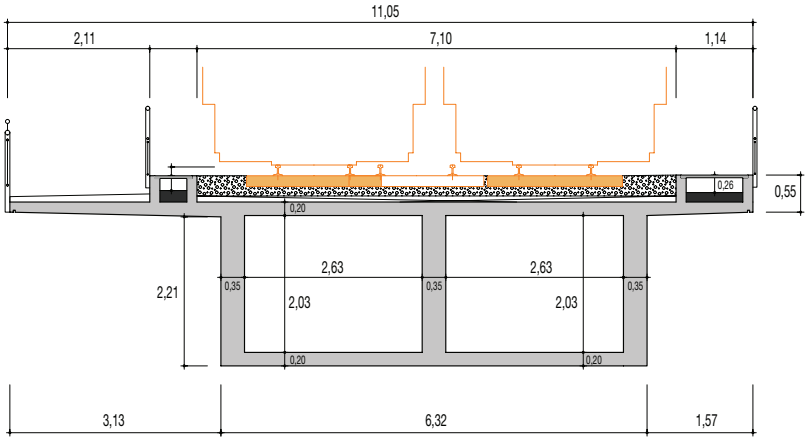


Fig. 2
Querschnitt in Brückenmitte.
Cross-section in the middle of the bridge.

Settlement was observed during the first few years after completion, whereupon the foundations of the northern viaduct were strengthened. No action was taken on the Bern side. Otherwise, the structure is in its original condition.
During an inspection in 2009, the bearings, the joints and the pathway were classified as "damaged" and the drainage as "poor". Consequently, a detailed inspection of the structure was recommended.
In 2011, an extensive spalling was discovered at the support heads during inspection, which resulted in immediate action to provide a provisional bearing reinforcement and also geodetic monitoring of the bridge (Fig. 3).

Condition survey

Materials inspection

As part of the condition survey of the Aare bridge, a number of comprehensive material inspections and tests were carried out.
The compressive strength of the concrete has values of between C50/60 for the substructure and C55/67 for the superstructure. Even though road salt is spread on the pathway in the winter, there is no risk from chloride. The adhesive tensile strength is considered to be good, in view of possible reinforcement across all components.
The measured reinforcement cover has average values in line with the working drawing, but with a spread of between 6 and 54 mm. However, the reinforcement cover exceeds on average the carbonation depth.
The potential field measurements carried out showed hardly any corrosion of the reinforcement. This was confirmed by exposing the reinforcement steel with sondage windows. Sondages at the prestress also displayed no corrosion there. The radar tracking of the sheaths confirmed that the position of the prestress was as in the original drawings.
When excavating in order to assess the prestress at the foot of the struts, it was established that the ground beam is lower than in the original drawings. A deeper excavation was dispensed with for economic reasons.

Gehweg im Winter Tausalz gestreut wird, besteht keine Gefahr durch Chloride. Die Haftzugfestigkeit wird im Hinblick auf allfällige Verstärkungen über alle Bauteile als gut beurteilt.
Die gemessene Bewehrungsüberdeckung weist im Mittel Werte gemäss Ausführungsplan auf, streut jedoch erheblich von 6 bis 54 mm. Sie übersteigt im Mittel aber die Karbonatisierungstiefe.
Die durchgeführten Potenzialfeldmessungen wiesen kaum auf Korrosion der Bewehrung hin, freigelegte Bewehrungseisen in Sondagefenstern bestätigten dies. Sondagen an der Vorspannung zeigten ebenfalls keine Korrosion an der Vorspannung. Die Radarortung der Hüllrohre bestätigte die Lage der Vorspannung nach Originalplänen.
Beim Aushub zur Beurteilung der Vorspannung an den Füssen der Schrägstützen wurde festgestellt, dass der Riegel tiefer liegt als in den Originalplänen dargestellt. Auf einen tieferen Aushub wurde aus wirtschaftlichen Gründen verzichtet.

Visuelle Zustandsuntersuchung

Das rund 50-jährige Bauwerk befindet sich auf den ersten Blick in einem guten Zustand. Die Betonqualität der Lehnenbrücken und der Hauptbrücke sind im Allgemeinen gut, es sind keine offensichtlichen Schäden erkennbar. Lediglich die Spuren der Ent-

Visual condition survey

At first sight, the 50-year old structure seems to be in good condition. The quality of the concrete of the viaducts and of the main bridge is generally good, and there is no obvious damage. It is merely traces of drainage on the struts and very visible damp spots at the dilatation joints that suggest uncontrolled water paths (Fig. 4).

Structural examination

The structural examination of the support structure was carried out in accordance with standards SIA

Fig.3
Grossflächige Abplatzung bei Stütze C.
Extensive spalling at support C.

Fig. 4
Undichte Dilatationsfuge bei Stütze C.
Leaking dilatation joint at support C.

wässerung auf den Schrägstützen sowie gut sichtbare feuchte Stellen bei den Dilatationsfugen weisen auf nicht kontrollierte Wasserwege hin (Fig. 4).

Statische Überprüfung

Die statische Überprüfung des Tragwerks erfolgte gemäss den Normenreihen SIA 260 und 269. Die relevanten Grenzzustände wurden mit dem Kriterium $E_{d,act} \leq R_{d,act}$ nachgewiesen.

260 and 269. The relevant limit states were proven with the criterion $E_{d,act} \leq R_{d,act}$.
In accordance with standard SIA 269, the examination of a structure requires an update of the effects, construction material and ground properties, the structural model, the geometric quantities, the structural safety and the deformability.
In consultation with the client, the effects were defined using

Gemäss Norm SIA 269 sind für die Überprüfung eines Bauwerks die Einwirkungen, die Baustoff- und Baugrundeigenschaften, das Tragwerksmodell, die geometrischen Grössen, die Tragwiderstände und das Verformungsvermögen zu aktualisieren.
In Absprache mit der Bauherrschaft wurden die Einwirkungen mit den Lastmodellen LM4 und LM6 des Schmalspurbahnverkehrs gemäss Norm SIA 261 definiert, damit auch in Zukunft keine Lasteinschränkungen in Kauf genommen werden müssen. Die Baustoff- und Baugrundeigenschaften und die geometrischen Abmessungen wurden aktualisiert. Aufgrund der Erkenntnisse aus den Sondagen wurde die volle Vorspannung angerechnet.

Überbau

Der Querkraftwiderstand in Längsrichtung wird massgeblich durch die volle Vorspannung bestimmt, daneben ist nur eine geringe schlaffe Bügelbewehrung vorhanden (i. d. R. zweischnittiger Bügel ø10@500). Die eingelegten Bügel der Kabelhalter wurden aufgrund der Schweissungen nicht berücksichtigt. Die Querkraftnachweise konnten nicht erfüllt werden und der Hohlkasten musste über die ganze Brückenlänge im Hinblick auf die Querkrafttragsicherheit verstärkt werden. Die Biegenachweise in Längsrichtung waren mehrheitlich erfüllt, einzig bei der Verankerung der Vorspannung im Randfeld betrug der Erfüllungsgrad weniger als 1,0. Damit der Nachweis erbracht werden konnte, war zusätzliche schlaffe Biegebewehrung in den Stegen erforderlich (pro Steg 8ø22).
Die Nachweise in Querrichtung sowie die Nachweise für die Endquerträger liessen sich alle erfüllen. Dasselbe galt für die Ermüdung in Längs- und Querrichtung sowie für die Erdbebennachweise.

Unterbau

Die Fundationen WL Nord und D waren aufgrund der nachträglich erstellten Tiefgründung unproblematisch. Das Widerlager Süd

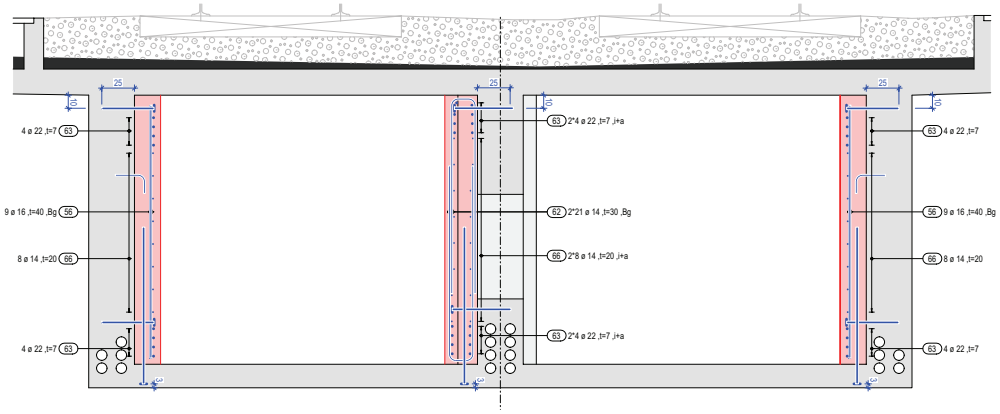


Fig. 5
Verbreiterung der Träger im Hohlkasten.
Widening of the beams in the box girder.

the load models LM4 and LM6 for narrow-gauge traffic in accordance with standard SIA 261, so that in the future it will not be necessary to accept load restrictions. The material and ground properties as well as the geometric dimensions were updated. Based on the findings from the sondages, the full prestress was taken into account.

Superstructure

The longitudinal shear resistance is primarily determined by the full prestress, apart from that there is only minor reinforcement (generally double-leg stirrups ø10@500). The inserted stirrups of the cable holders were not taken into account due to the welding. The requirements for shear force were not fulfilled and the box girder had to be strengthened over the entire length of the bridge with regard to the shear force structural safety. The requirements for longitudinal bend were generally fulfilled, apart from the prestress anchoring at the edge area where the level of fulfilment is less than 1.0. In order for the requirements to be fulfilled, additional bending reinforcements were required at the webs (per web 8ø22).
The requirements for transverse direction and end cross beams were all fulfilled. The same applied to fatigue in longitudinal and transverse direction and for seismic integrity.

Fig. 6
Verstärkungsarbeiten im Hohlkasten.
Reinforcement works in the box girder.

konnte die Grundbruchnachweise nicht erfüllen und musste verstärkt werden. Die Flachfundationen der Stützen 2 und C erfüllten die inneren Tragsicherheitsnachweise nicht und mussten ebenfalls verstärkt werden. Die Tragsicherheitsnachweise für die aufgehenden Stützen waren erfüllt.

Instandsetzung und Verstärkung

Die Betoninstandsetzung umfasste das Beheben kleinerer Betonschäden an den Aussenflächen und im Innern der Hohlkästen. Das lokale Entfernen von schadhaftem Beton und Korrosion auf der Bewehrung mit anschliessender Reprofilierung war ausrei-

Substructure

The foundations for the north and D abutments were unproblematic due to the deep foundations created subsequently. The south abutment did no fulfil the verifications for ground seepage and had to be strengthened. The requirements for internal structural safety for the shallow foundations of supports 2 and C were not fulfilled and they also had to be strengthened. The requirements for the structural safety of the struts were fulfilled.

Rehabilitation and reinforcement

The rehabilitation of the concrete included the repair of more minor

chend. Aufgrund des ungenügenden Querkraftwiderstands wurden alle Träger über die ganze Brückenlänge verbreitert (Fig. 5, 6).
Die Lager wiesen Korrosion und Deformationen auf und wurden alle ersetzt. Dabei wurde das Lagersystem von indirekter auf direkte Lagerung umgestellt, wozu die Lagerbänke neu erstellt werden mussten. Die Widerlager wurden durch eine bewehrte, vorbetonierte Lagerbank um 70 cm erweitert. Das Widerlager Süd wurde ausserdem mit Ankern verstärkt.
Die Stützen C und D wurden allseitig um 25 und bis 55 cm verbreitert, die ursprünglich konische Form der Stützen aber beibehalten (Fig. 7). Die Stütze 2 wies keine nennenswerten Schäden auf und ist in gutem Zustand. Kleinere Betonschäden wurden lokal instand gesetzt, und die Stütze wurde für die neuen Lager seitlich erweitert. Bei den Stützen 2 und C wurden die Flachfundationen verstärkt. Die Verstärkung des Fundaments C durch Mikropfähle minimiert in Zukunft das Risiko weiterer Setzungen.

concrete damage on the external surfaces and on the inside of the box girders. The in-situ removal of damaged concrete and corrosion on the reinforcement with subsequent reprofiling was sufficient.
Due to insufficient shear resistance, all beams were widened over the entire length of the bridge (Fig. 5, 6).
The bearings showed signs of corrosion and deformation and were all replaced. At the same time, the bearing system was changed from indirect to direct bearing and new bearing benchings had to be made. The abutments were extended by 70 cm with a reinforced, precast concrete benching. In addition, the south abutment was strengthened with anchors.
Supports C and D were enlarged all round by between 25 cm and 55 cm but its original conical shape was retained (Fig. 7). Support 2 did not show any damage worthy of mention and is in good condition. More minor concrete damage was repaired in situ and the support was extended laterally for the new bearings. The shallow foundations were strengthened for supports 2 and C. The

Weil die vorgespannten horizontalen Riegel bei den Fundationen der Schrägstützen nicht bestätigt werden konnten, übernehmen neu erstellte vorgespannte Riegel deren Funktion.
Die bestehende offene Fugenkonstruktion wurde herausgetrennt und ein neuer dichter PU-Übergang eingebaut.
Die Entwässerung wurde komplett ersetzt. Die bestehenden Einlaufrohre bleiben erhalten, wurden jedoch gekürzt; der Korrosionsschutz wurde erneuert. Der Belag des Gehwegs wurde nach vorgängiger Abdichtung der Betonkonstruktion vollflächig ersetzt. Die Bordüre der Auskragung wurde über die ganze Länge abgetrennt und eine neue Konsole betoniert. Das bestehende Geländer des Gehwegs wurde

Bauherr/Owner
Regionalverkehr Bern-Solothurn RBS, Worblaufen
Planer/Planning
Diggelmann + Partner AG, Bern
Bauunternehmung/Contractor
Marti AG, Bern

Fertigstellung/Completion
Frühling/Spring 2017

Fig. 7
Verstärkung der Stütze C.
Strengthening of support C.

Fig. 8
Gehweg mit erneuertem Geländer, neuer Konsole und neuem Belag.
Pathway with refurbished balustrade, new cantilever and new surface.

strengthening of foundation C with micro piles will minimise the risk of further settlement.
Because the prestressed horizontal ground beams of the struts could not be confirmed, new prestressed ground beams have assumed their function.
The existing open joint construction was removed and a new, sealed PU transition installed.
The drainage was replaced completely. The existing inlet pipes were retained but were shortened. The anti-corrosion protection was replaced.
The pathway surface was completely replaced once the concrete substrate was sealed. The edging of the overhang was removed along the entire length and a new cantilever was concreted. The existing balustrade at the pathway was refurbished and reinstated at the pathway once the works were completed (Fig. 8). In order to prevent vandalism, a fence was erected in the area between the tracks and the pathway. The balustrade on the service side was refurbished.

instand gesetzt und nach Abschluss der Arbeiten am Gehweg wieder montiert (Fig. 8). Um Vandalismus vorzubeugen, wurde das Geländer zwischen dem Gleisbereich und dem Gehweg durch einen Zaun ersetzt. Das Geländer auf der Dienstwegseite wurde instand gesetzt.

Nachwort

Die Verstärkungs- und Instandsetzungsmassnahmen sind so ausgelegt, dass das ursprüngliche Erscheinungsbild der Brücke erhalten bleibt. Bei Gesamtkosten des Projekts von rund 6 Mio. Franken ertüchtigen die erwähnten Massnahmen das Bauwerk für weitere 50 Jahre.

Postscript

The reinforcement and rehabilitation works were designed with the aim of retaining the original appearance of the bridge. At a total project cost of approx. 6 million Swiss Francs, the above-mentioned measures will protect the structure for another 50 years.

Autorin/Author

Viviane Buchwalder
MSc Bauingenieurin ETH
Diggelmann + Partner AG
CH-3013 Bern
v.buchwalder@dig-ing.ch

Renforcement et remise en état du pont sur la Chandelar
Strengthening and rehabilitation of Chandelar bridge

Lionel Moreillon, Claude Broquet, Philippe Menétrey

Introduction

Le pont sur la Chandelar permet à la route cantonale RC 773 le franchissement du vallon formé par la rivière du même nom. Situé à proximité de Lausanne, cet axe compte un trafic pendulaire important dont une ligne de bus. L'ouvrage a été mis en service en 1968.

D'une longueur de 81 m, le pont est subdivisé en trois travées de 24,20, 32,60 et 24,20 m. En plan, il est courbe, comme illustré à la Figure 1. Le tablier est lié rigidement aux piles et appuyé aux culées d'une manière fixe sur l'une et libre à l'autre.

Le tablier, d'une largeur totale de 11,50 m, est composé d'une dalle évidée en béton précontraint de 1,06 m d'épaisseur et de deux consoles pour les trottoirs (Fig. 2). Les évidements du tablier sont réalisés par cinq cylindres en polystyrène expansé de diamètre 80 cm formant à l'intérieur de la section six nervures. Suivant les travées, le tablier est précontraint par 8 à 12 câbles paraboliques de type Stahlton BBRV disposés dans les nervures longitudinales. Deux câbles rectilignes parcourent toute la longueur des trottoirs.

Introduction

The bridge over the Chandelar provides a crossing for the cantonal road RC 773 over the valley formed by the river of the same name. Located near Lausanne, this road carries a high level of commuter traffic, including a bus route. The structure came into service in 1968.

With a length of 81 m, the bridge is subdivided into 3 spans of

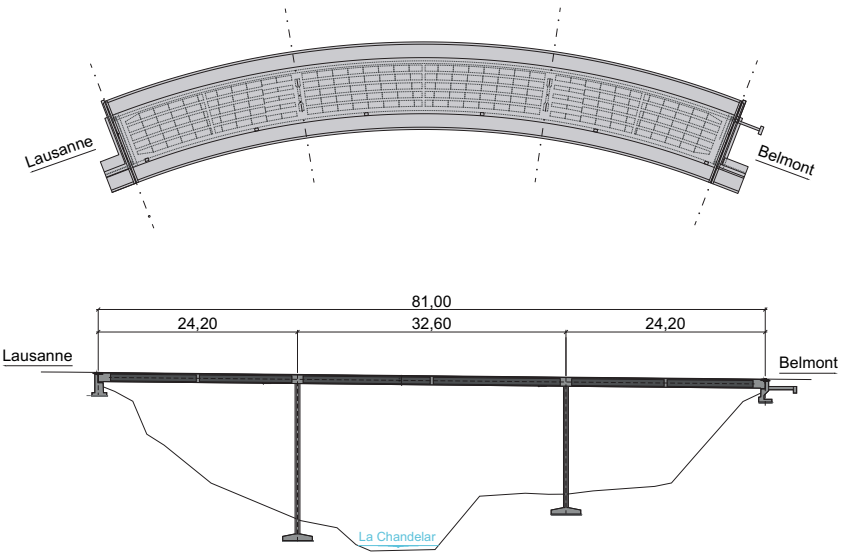


Fig. 1
Vue en plan et coupe longitudinale du pont sur la Chandelar.
Plan view and longitudinal section of the bridge over the Chandelar.

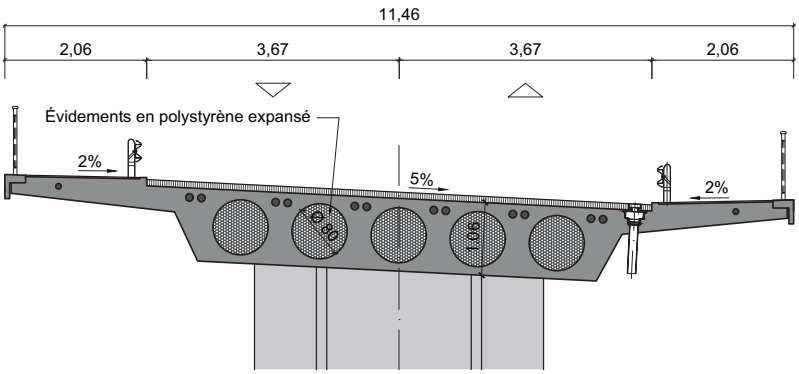


Fig. 2
Coupe transversale du tablier.
Cross-section of the bridge deck.

État de l'ouvrage

Après 45 ans de service, l'ouvrage était globalement dans un état détérioré. De nombreux problèmes ont été constatés lors des relevés d'état. Les joints de dilatation n'étaient plus étanches. Le revêtement était usé, déformé et fissuré. L'étanchéité ne remplissait plus son rôle. Les trottoirs ne comportaient aucune étanchéité. Le béton et les armatures des consoles de trottoir, des bordures préfabriquées et des culées étaient dégradés. Les équipements comme le dispositif de retenue et le système d'évacuation des eaux étaient obsolètes.

Dans le cadre de la mise en conformité des ouvrages du réseau routier cantonal pour le trafic routier de 40 t, des vérifications statiques selon la norme SIA 269 [1] ont été effectuées. Un modèle statique a été réalisé avec RM Bridge [2] en prenant en compte les câbles de précontrainte, les effets différés et la section transversale avec ses évidements. Les calculs ont mis en évidence une insuffisance à l'effort tranchant

24.20, 32.60 and 24.20 m. In plan, it is curved as shown in Figure 1. The bridge deck is rigidly linked to the piers and is fixed to the abutment at one end and free to move at the other.
The bridge deck, with a total width of 11.50 m, consists of a partly hollow, prestressed concrete slab with a thickness of 1.06 m and two cantilevers for the pavements (Fig. 2). The hollow spaces in the deck are produced by five cylinders of expanded polystyrene, 80 cm in diameter, forming six ribs within the cross-section. According to the span, the deck is prestressed by 8 to 12 parabolic cable tendons, of the type Stahlton BBRV, arranged within the longitudinal ribs. Two straight cables run the full length of the pavements.

Condition of the structure

After 45 years in service, the general condition of the structure had deteriorated. A number of problems were identified in the course of inspections. The expansion joints were no longer sealed. The road surface was worn, deformed and cracked. It was no longer watertight. The pavements

du tablier au voisinage des piles. En effet, les nervures sont peu armées à l'effort tranchant puisque les étriers ø8 à 10 mm sont espacés tous les 250 mm.
L'examen de l'ouvrage a mis en évidence qu'il était nécessaire de renforcer et de remettre en état le pont.

Projet d'intervention

Le projet d'intervention proposé comprend le renforcement et la remise en état de l'ouvrage dans les limites du budget. Les bordures préfabriquées existantes et les trottoirs sont reprofilés avec une couche de béton fibré ultra performant (BFUP) d'une épaisseur de 30 à 60 mm assurant une double fonction d'étanchéité et de couche d'usure comme illustré à la Figure 4. Localement, les armatures corrodées des trottoirs sont remplacées et scellées dans le tablier. Le BFUP permet de simplifier les détails constructifs et assure une durabilité élevée [3] et [6]. Les joints de chaussée mécaniques au niveau des culées sont remplacés par des joints en bitume polymère. L'étanchéité et le revêtement du tablier sont intégrale-

were not sealed at all. The concrete and reinforcement of the pavement cantilevers, the prefabricated edging and the abutments had deteriorated. The equipment, such as the crash barrier and the surface water drainage system, was obsolete.
As a part of the upgrade of the canton's road network for traffic of 40 t, static load checks were carried out in accordance with the standard SIA 269 [1]. A static model was produced in RM Bridge [2], taking into account the prestressing tendons, the different effects and the cross-section with its voids. The calculations showed insufficient resistance of the deck to shear forces in the region of the piers. In fact, the ribs have little reinforcement against shear force because the ø8 to 10-mm stirrups are spaced 250 mm apart. The examination of the structure showed that the bridge needed to be reinforced and rehabilitated.

Planning of intervention measures

The planning of intervention measures proposed included the reinforcement and rehabilitation of

Fig. 3
Dégradations avant travaux sous les porte-à-faux.
Deterioration before work, under the cantilevers.

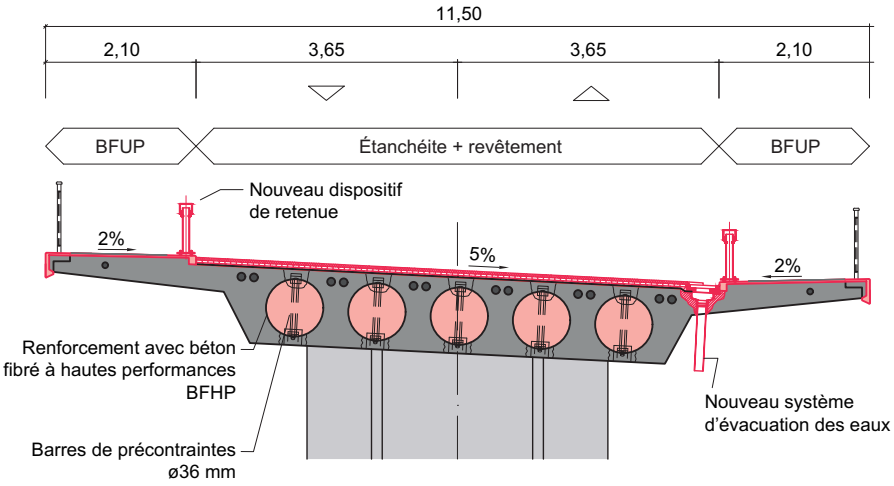


Fig. 4
Coupe type du tablier et des interventions.
Representative cross-section of the bridge deck and the intervention measures.

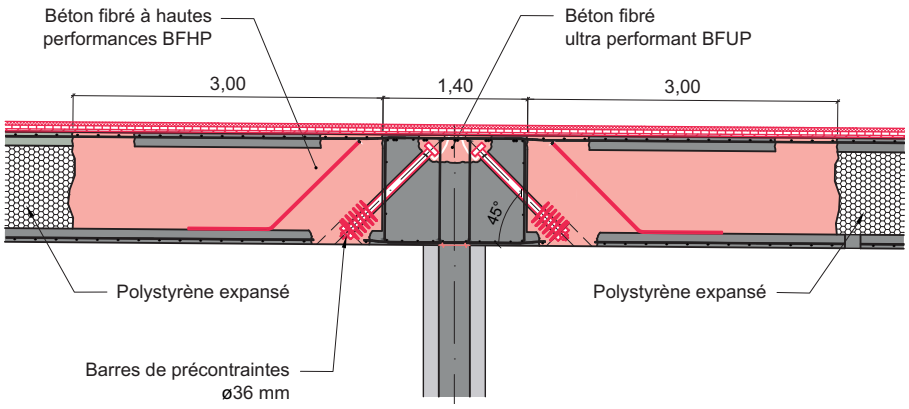


Fig. 5
Coupe longitudinale du renforcement à l'effort tranchant du tablier.
Longitudinal section of the shear force reinforcement of the bridge deck.

ment renouvelés. Le dispositif de retenue ainsi que le système d'évacuation des eaux sont remplacés. Le béton et les armatures des culées et de l'intrados du tablier sont localement remis en état.

Le concept du renforcement à l'effort tranchant du tablier est développé en limitant son impact sur l'image du pont existant. Ainsi, les cylindres en polystyrène expansé mis en place lors de la construction sont remplacés par un béton fibré à hautes performances (BFHP) sur une distance de 3,00 m de part et d'autre des piles faisant ainsi office de goujons de cisaillement. Ce BFHP, d'une classe de résistance C80/95 et contenant 60 kg/m^3 de fibres en acier, a été développé spécifiquement pour cette application. La rugosité des évidements et des clés de cisaillement assure la liaison avec le béton existant. La composante de l'effort tranchant reprise par le BFHP a été évaluée sur la base du fib Model Code 2010 [4] et des analyses développées dans [5]. Au droit des évidements, des barres de précontrainte inclinées sont ajoutées pour lier les entretoises et les goujons en BFHP comme illustré à la Figure 5. Ces barres sont noyées dans l'épaisseur du tablier afin de les rendre invisibles.

the structure within the budgetary limits. The existing prefabricated edging and the pavements were to be reprofiled with a layer of Ultra-High Performance, Fibre-reinforced Concrete (UHPFRC), 30 to 60 mm thick, fulfilling a dual function of sealing and wearing surface, as shown in Figure 4. Locally, the corroded reinforcement of the pavements was to be replaced and sealed into the deck. UHPFRC permits simplification of the constructional details while ensuring high durability [3] and [6].

The mechanical expansion joints at the abutments were to be replaced with joints in polymer

bitumen. The sealing and surface of the deck were to be entirely renovated. The crash barrier and the surface water drainage system were to be replaced. The concrete and reinforcement of the abutments and the underside of the deck were to be locally restored.
The concept of the shear force reinforcement of the bridge deck was developed to limit its impact on the existing appearance of the bridge. Thus, the cylinders of expanded polystyrene originally installed have been replaced with High-Performance, Fibre-Reinforced Concrete (HPFRC) over a distance of 3.00 m either side of the piers, thus serving as shear dowels. This HPFRC, with a strength class of C80/95 and containing 60 kg/m^3 of steel fibres, was developed specifically for this application. The roughness of the voids and the shear keys provides bonding with the existing concrete. The component of shear force supported by the HPFRC was evaluated on the basis of fib Model Code 2010 [4]

Avec un prix de 1200 CHF/m^2, les interventions ont été jugées proportionnées selon la norme SIA 269 [1] par rapport à un remplacement de l'ouvrage, la durée d'utilisation résiduelle théorique étant de 55 ans.

Réalisation

Les travaux ont été réalisés par demi-chaussée en alternant le trafic au moyen de feux de signalisation. Dès l'installation des dispositifs de retenue mobiles sur la chaussée, le fraisage du revêtement et de l'étanchéité sont effectués. La face supérieure du trottoir est hydrodémolie afin de rendre la surface rugueuse et dégager les armatures supérieures corrodées. Les armatures endommagées sont remplacées et scellées dans le tablier. Après sciage de la retombée de la bordure existante, celle-ci est coffrée. La couche de BFUP sur le trottoir est mise en place à la main en deux étapes. Du gravillon est appliqué frais sur frais afin d'assurer une

and the analyses developed in [5]. In line with the voids, inclined prestressing bars are added to link the cross struts and the dowels in HPFRC as shown in Figure 5. These bars are lost within the thickness of the deck, making them invisible.
With a price of 1200 CHF/m^2, the intervention measures were considered proportionate in accordance with the standard SIA 269 [1], relative to replacement of the structure, the theoretical remaining useful life being 55 years.

Realisation

The work was carried out one lane at a time with alternating traffic controlled by traffic signals. Once the moveable crash barriers were in place on the roadway, the grinding of the surface and the sealing were carried out. The upper face of the pavement was hydrodemolished in order to roughen the surface and expose the corroded upper reinforcement. The damaged reinfor-

Fig. 6
Mise en place du BFUP et gravillonnage.
Installing the UHPFRC and gravelling.

rugosité suffisante du trottoir (Fig. 6). Le BFUP est réalisé sur site au moyen de deux petits malaxeurs.
Au droit des piles, des niches dans le tablier sont réalisées par hydrodémolition pour le renforcement à l'effort tranchant. Le polystyrène expansé des évidements est retiré au jet à haute pression sur une longueur de 3,0 m. Les cavités sont ensuite remplies avec un BFHP (Fig. 7). Des carottages à 45° à travers le tablier sont réalisés afin de mettre en place les barres de précontrainte. Après scellement des gaines, les barres sont mises en tension et l'injection est mise en place.
L'étanchéité et les deux premières couches du revêtement sont mises en place. Ensuite le trafic est basculé pour répéter ces travaux sur l'autre demi-chaussée. Finalement, les glissières de sécurité sont installées et la couche de roulement est posée en une étape. La réalisation des joints de chaussée en bitume polymère clôture le chantier. Les travaux ont été effectués en six mois en respectant les délais et les coûts.
Comme l'illustre la Figure 8, il a été possible de renforcer le pont

cement was replaced and sealed into the deck. After sawing the existing edging, this was encased in formwork. The layer of UHPFRC on the pavement was installed by hand in two stages. Gravel was applied fresh-on-fresh to ensure that the pavement was sufficiently rough (Fig. 6). The UHPFRC was produced on site with two small mixers.
Above the piers, niches in the deck were prepared by hydrodemolition for the shear force reinforcement. The expanded polystyrene was extracted from the voids by high-pressure jet over a length of 3.0 m. The resulting cavities were then filled with HPFRC (Fig. 7). Bores were drilled through the deck at 45° for installation of the prestressing bars. After sealing in the ducts, the bars were tensioned and concrete was injected.
The sealing and the first two layers of coating were applied. The traffic was then switched over so that this work could be repeated on the other lane. Finally the safety barriers were installed and the final road surface was laid in a single operation. Making the expansion joints in

Maitre d'ouvrage/Owner
Direction générale de la mobilité et des routes du canton de Vaud
Ingénieurs civils/Civil engineer
INGPHI SA, Lausanne
Entreprise de construction/Contractor
Frutiger SA Vaud, Savigny

Le projet en chiffres – The project in figures

Surface du tablier – Area of bridge deck	930 m²
BFHP – HPFRC	40 m³
BFUP – UHPFRC	20 m³
Coûts des travaux – Cost of work	1 100 000 CHF
Coûts/m² – Costs/m²	1 200 CHF

Références/References
[1] SIA 269; Bases pour la maintenance des structures porteuses, 2011
[2] RM Bridge; Bentley
[3] SIA 2052; Béton fibré ultra-performant (BFUP) – Matériaux, dimensionnement et exécution, 2016
[4] fib Model Code for Concrete Structures 2010; Ernst & Sohn, 2013
[5] Moreillon Lionel; Shear strength of structural elements in high performance fibre reinforced concrete (HPFRC), Université Paris-Est, 2013
[6] Moreillon L. et Menétrey Ph.; Rehabilitation and Strengthening of Existing Structures with UHPFRC, Various Applications, RILEM-fib-AFGC Int. Symposium on Ultra-High Performance Fiber-Reinforced Concrete, UHPFRC, Marseille, 2013

Fig. 7
Renforcement à l'effort tranchant par le remplissage des évidements avec du BFHP.
Shear force reinforcement by filling the voids with HPFRC.

Fig. 8
Vue du pont sur la Chandelar à la fin des travaux.
View of the bridge over the Chandelar after completion of work.

polymer bitumen completed the work that was finished in six months, within schedule and budget.
As shown in Figure 8, it was possible to reinforce the bridge over the Chandelar without altering its appearance.

Conclusion

Despite its modest size, the project perfectly illustrates the contribution of innovation in materials. Thanks to the appropriate use of high-performance, fibre-reinforced, cement-based materials such as HPFRC and UHPFRC, it was possible to reinforce and rehabilitate the bridge over the Chandelar, meeting criteria of durability, simplicity of constructional details and cost, without even changing the appearance of the bridge.

sur la Chandelar sans en modifier l'image.

Conclusion

Malgré sa taille modeste, le projet illustre parfaitement l'apport de l'innovation au niveau des matériaux. En effet, grâce à l'utilisation adéquate de matériaux cimentaires fibrés à hautes performances comme le BFHP et le BFUP, il a été possible de renforcer et remettre en état le pont sur la Chandelar en répondant à des critères de durabilité, de simplicité des détails constructifs et de coûts et cela sans modifier l'image de l'ouvrage.

Auteurs/Authors

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

Claude Broquet
Dr ès techn. ing. dipl. EPFL
claude.broquet@ingphi.ch

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

INGPHI SA
Concepteurs d'ouvrages d'art
CH-1003 Lausanne

Instandsetzung Hinterrheinbrücke Cazis der Autobahn A13
Rehabilitation of the Hinterrhein bridge Cazis on the A13 motorway

Thomas Jäger

Fig. 1
Instand gesetzte Hinterrheinbrücke Cazis.
Rehabilitated Hinterrhein bridge Cazis.

Einleitung

Die Hinterrheinbrücke Cazis wurde in den Jahren 1976 bis 1978 erstellt und ist Bestandteil der Nationalstrasse A13 auf dem Abschnitt Thusis Süd–Isla Bella der alpenquerenden San-Bernardino-Achse. Im Zusammenhang mit der Erneuerung des gesamten Streckenabschnitts wurde zwischen April 2014 und April 2016 die nutzbare Fahrbahnbreite der bestehenden Brücke von 13,3 m auf neu 15,0 m verbreitert sowie die Tragkonstruktion für die Erdbebeneinwirkung ertüchtigt. Mit den umgesetzten Massnahmen können die Anforderungen an die heutige und künftige Nutzung erfüllt werden.

Objektbeschrieb der ursprünglichen Brücke

Bei der bestehenden Brücke handelt es sich um einen vorgespann-

Introduction

The Hinterrhein bridge Cazis was built between 1976 and 1978 and is an integral part of the A13 motorway in the section between Thusis Süd and Isla Bella on the trans-Alpine San Bernardino axis. As part of the rehabilitation of the overall section, from April 2014 to April 2016 the usable road width of the existing bridge was widened from 13.3 m to 15.0 m and the structure was strengthened for seismic actions. The implemented measures allow to meet today's and future requirements of the motorway.

Description of original bridge

The existing bridge is a prestressed, single-cell, 170 m long box girder over three spans of 52 m, 66 m and 52 m (Fig. 2 and 3) respectively. The box girder with constant

Bauherr/Owner
Bundesamt für Strassen ASTRA/
Swiss Federal Roads Office FEDRO,
Bellinzona
Projekt und Bauleitung/
Project and site managment
Bänziger Partner AG, Chur
Bauunternehmer/Contractor
Implenia Bau AG, Chur

ten, einzelligen und 170 m langen Hohlkastenträger über drei Felder mit Spannweiten von 52 m, 66 m und 52 m (Fig. 2 und 3). Der Hohlkastenträger mit konstanten Aussenabmessungen weist eine Breite von 7,6 m und eine Höhe von 2,6 m auf (Fig. 4 und 5). Der Brückenunterbau besteht aus den Widerlagern und zwei im Flusslauf angeordneten Pfeiler mit einer Höhe von ungefähr 8,0 m, die mit Senkkästen fundiert sind. Diese weisen einen Aussendurchmesser von 8,0 m sowie eine Höhe von ungefähr 4,5 m auf und sind

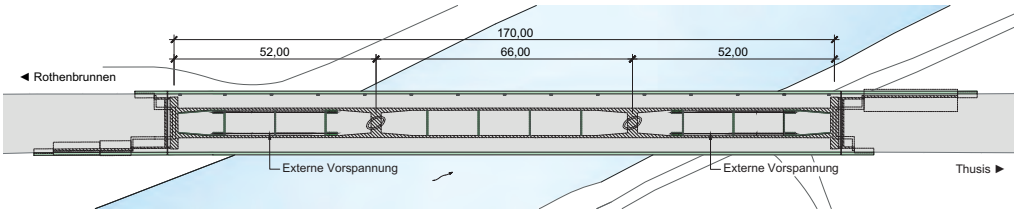


Fig. 2
Situation.
Situation.

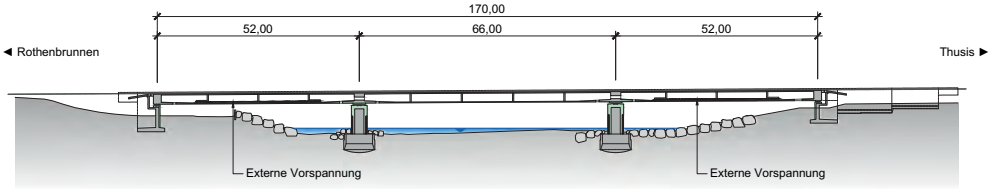


Fig. 3
Längsschnitt.
Longitudinal section.

external dimensions is 7.6 m wide and 2.6 m high (Fig. 4 and 5). The bridge substructure consists of the abutments and two piers in the river, approx. 8.0 m in height, founded on caissons. They have an external diameter of 8.0 m and are approx. 4.5 m high and are inserted into the bed of the river Rhine only to a depth of 4.5 m. The bridge girder is indirectly supported on the river piers via 2.6 m thick, prestressed cross beams. The end cross beams are supported in the web axes and are 2.0 m thick. In the longitudinal direction of the bridge, the box girder was originally fixed on the pier at the Thusis side only. The remaining

lediglich rund 4,5 m in der Rheinsohle eingebunden. Auf den Flusspfeilern ist der Brückenträger indirekt über 2,6 m dicke, vorgespannte Querträgerscheiben gelagert. Die in den Stegachsen gelagerten Endquerträger weisen 2,0 m dicke Scheiben auf.
Der Hohlkastenträger war in Brückenlängsrichtung nur auf dem Pfeiler Seite Thusis gehalten; die übrigen Lager auf dem Pfeiler Seite Rothenbrunnen und bei den Widerlagern waren in Längsrichtung beweglich ausgebildet. In Brückenquerrichtung war der Überbau sowohl bei den Widerlagern als auch auf beiden Pfeilern geführt.

bearings on the pier at the Rothenbrunnen side and at the abutments were moveable in the longitudinal direction. In the bridge transverse direction, the superstructure was guided at the abutments and on both piers.

Rehabilitation concept

The bridge girder was widened in combination with a concrete overlay on the roadway slab. The existing bearing concept with a floating superstructure and two expansion joints was retained however, the bridge girder is now fixed on both river piers in the longitudinal and the transverse direction. Due to the alignment

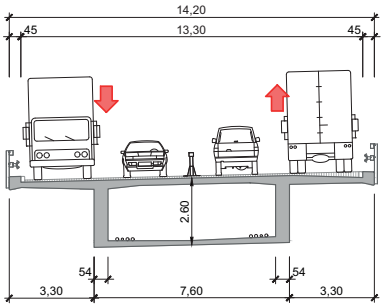


Fig. 4
Querschnitt Brückenträger vor Instandsetzung.
Cross-section bridge girder prior to rehabilitation.

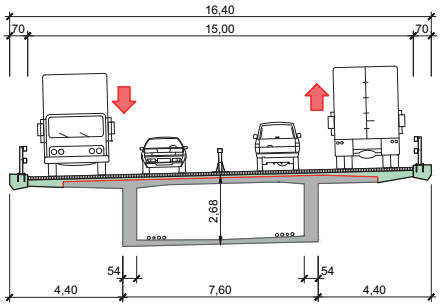


Fig. 5
Querschnitt Brückenträger nach Instandsetzung.
Cross-section bridge girder after rehabilitation.

Instandsetzungskonzept

Die Verbreiterung des Brückenträgers wurde in Kombination mit einem Überbeton auf der Fahrbahnplatte realisiert. Das vorhandene Lagerungskonzept mit einem schwimmend gelagerten Überbau und zwei Fahrbahnübergängen wurde beibehalten, wobei der Brückenträger neu auf beiden Flusspfeilern sowohl in Längs- als auch in Querrichtung gehalten wird. Aufgrund der Ausrichtung der im Grundriss elliptisch ausgebildeten Flusspfeiler zur Brückenachse wurde die indirekte Lagerung des Überbaus auf den Flusspfeilern beibehalten, sodass die Aufnahme der Torsionsbeanspruchung lediglich bei den Widerlagern erfolgt. Die vorhandenen Flusspfeiler mit einer schwachen Querkraftbewehrung und einer hohen Normalkraftbeanspruchung wiesen ein sprödes Querkraftbruchverhalten mit einem entsprechend eingeschränkten Verformungsvermögen auf. Hinsichtlich der Erdbebeneinwirkung wurde wegen der schwimmenden Lagerung des Überbaus ein duktiles Bruchverhalten der Flusspfeiler angestrebt.

Die breitere nutzbare Fahrbahn, die höheren Eigenlasten sowie die Berücksichtigung der Strassenverkehrslasten und der Erdbebeneinwirkung gemäss Norm SIA 261 «Einwirkungen auf Tragwerke» (Ausgabe 2003) ergaben im Vergleich zu den der Ausführung zugrundegelegten Abmessungen und Einwirkungen deutlich höhere Schnittgrössen und Lagerkräfte. Zur Verstärkung des Hohlkastenträgers wurden in einem Abstand von ungefähr 13 m über die gesamte Brückenlänge neue, 0,3 m dicke Querscheiben angeordnet. In den beiden Randfeldern wurde der Biegewiderstand mit einer externen Vorspannung erhöht, wobei pro Steg ein Kabel mit 22 Litzen ø 0,6" (P_0 = 4297 kN) erforderlich war. Im Weiteren musste die untere Hohlkastenplatte mit einem Überbeton verstärkt werden. Mit einer Ummantelung der Flusspfeiler und einer entsprechenden konstruktiven Ausbildung der Bewehrung liess sich ein duktiles Bruchverhalten erreichen und das Verformungsvermögen deutlich verbessern. Die Brückenlager auf den Flusspfeilern sowie bei den Widerlagerkonstruktionen wurden ersetzt. Zur Sicherstellung der Krafteinleitung der horizontalen Lagerkräfte in den Überbau wurden an der Untersicht des Brückenträgers neue Lagerkopfplatten in Stahlbeton angeordnet.

Die an die Widerlager angrenzenden Stützmauern mussten an die neue Strassengeometrie angepasst und aufgrund der Verbreiterung der Fahrbahn verlängert werden. Während der Bauzeit wurden die bestehenden Stütz-

of the elliptical river piers to the bridge axis, the indirect support of the superstructure on the river piers was retained, so that the torsional moments are only absorbed at the abutments. The existing river piers with weak shear reinforcement and high normal force were expected to show brittle shear fracture behaviour with a corresponding limited deformation capacity. In terms of seismic design, a ductile behaviour of the river piers was aimed for due to the floating superstructure.

The widening of the roadway, the higher dead loads and the consideration of road traffic loads and seismic actions in accordance with SIA 261 "Actions on Structures" (2003 edition) resulted in significantly higher internal forces and bearing forces compared to the dimensions and effects on which the design was based. To strengthen the box girder, new 0.3 m thick diaphragms were arranged at intervals of approximately 13 m over the entire length of the bridge. In the two end spans, the flexural resistance was increased with external tendons, whereby one cable with 22 strands Ø 0.6" (P_0 = 4297 kN) was required per web. In addition, the lower box girder slab had to be strengthened with a concrete overlay. Ductile fracture behaviour was achieved and deformation capacity signifi-

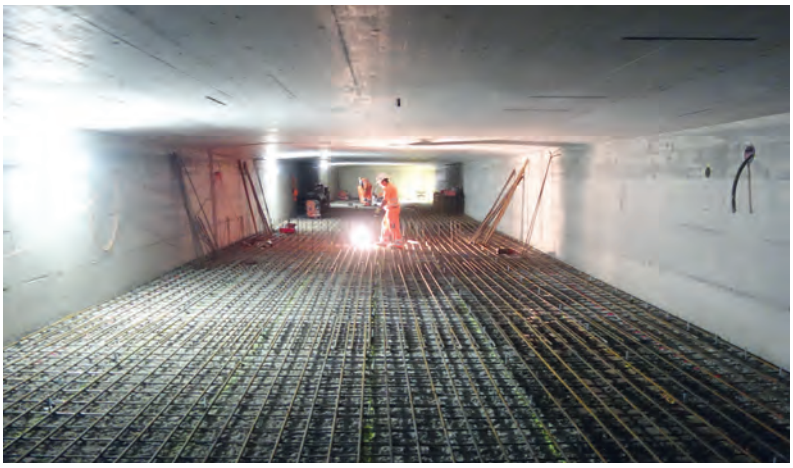


Fig. 6
Verstärkung untere Hohlkastenplatte im Randfeld.
Strengthening of lower box girder slab in the edge area.

Fig. 7
Bewehrung des Verankerungsblocks der externen Vorspannung.
Reinforcement of the anchor block of external prestress.

Fig. 8
Betonierte Verankerungsblöcke der externen Vorspannung.
Concreted anchor blocks of external prestress.

cantly increased by providing a concrete jacket to the river piers and detailing the reinforcement in the jacket accordingly. The bridge bearings on the river piers and at the abutments were replaced. New bearing base plates were arranged at the bottom of the bridge girder to ensure that the horizontal bearing forces are safely transmitted to the superstructure.
The retaining walls adjacent to the abutments had to be adapted to suit the new road geometry and extended due to the widening of the road. During construction, the existing retaining walls were used to secure the excavation and subsequently widened and strengthened with a monolithic concrete layer. No intervention was required for the existing foundations.
The resistance of the pier foundation can only be guaranteed by proper embedment of the caissons in the river bed. In order to minimize hydraulic engineering risks, such as a lowering of the riverbed or scour formation, the riverbed was strengthened in the area of the river piers. Taking hydraulic engineering factors into consideration, the downstream "Rothenbrunnen" river pier had to be strengthened before the "Thusis" river pier, as the necessary excavation support and diversion dams resulted in a narrowing of the river flow and consequently a scour of the riverbed.

mauern als Baugrubenabschluss verwendet und anschliessend mit einem monolithisch wirkenden Vorbeton verbreitert respektive verstärkt, wobei keine Eingriffe an den bestehenden Fundationen erforderlich waren.
Die Tragfähigkeit der Pfeilerfundation kann nur mit einer Einbindung der Senkkästen in der Flusssohle garantiert werden. Zur Minimierung der wasserbaulichen Risiken, wie zum Beispiel einer Flusssohlenabsenkung oder einer Kolkbildung, wurde die Flusssohle im Bereich der Flusspfeiler befestigt. Unter Berücksichtigung wasserbaulicher Aspekte musste der stromabwärtsliegende Flusspfeiler «Rothenbrunnen» vor dem Flusspfeiler «Thusis» verstärkt werden, da die erforderlichen Baugrubenabschlüsse respektive Ablenkdämme zu einer Einengung des Flusslaufs mit entsprechender Flusssohlenabsenkung führten.

Tragwerksanalyse

Das Tragsystem wurde als räumliches Stabtragwerk modelliert, wobei der Überbau mit einem in Brückenlängsrichtung verlaufenden Stab erfasst wurde. Der Überbau ist bei beiden Widerlagern längs frei beweglich, während die gelenkig an ihm angeschlossenen Flusspfeiler in den elastisch gebetteten Senkkästen eingespannt sind. Die entsprechende Modellierung ermöglichte sowohl die Untersuchung des Betriebszustands

Structural analysis

The structural system is modelled as a spatial frame structure, whereby the superstructure was represented by a beam in the longitudinal direction of the bridge. The superstructure is moveable longitudinally at both abutments and fixed on top of the piers, while the river piers are connected to it through hinges and clamped in the elastically bedded caissons. This modelling allowed investigating both operational conditions and seismic effects. The bridge deck slab was modelled as a slab spanning in the transverse direction, taking into account the effective slab width for concentrated load application.
The structural analysis was based on a linear elastic determination of internal forces, i.e. the underlying stress state corresponded to a structurally permissible stress state according to the theory of plasticity. The secondary internal forces due to prestress were consistently taken into account.
In the ultimate limit state, extreme values of the various internal forces were considered. The torsional moment of the prestressed superstructure was replaced by equivalent membrane forces in the lateral webs and the lower and upper slabs of the box girder. In order to determine the bending resistance of the box girder, it was assumed that the existing non-prestressed reinforcement was fully utilised for the torsional

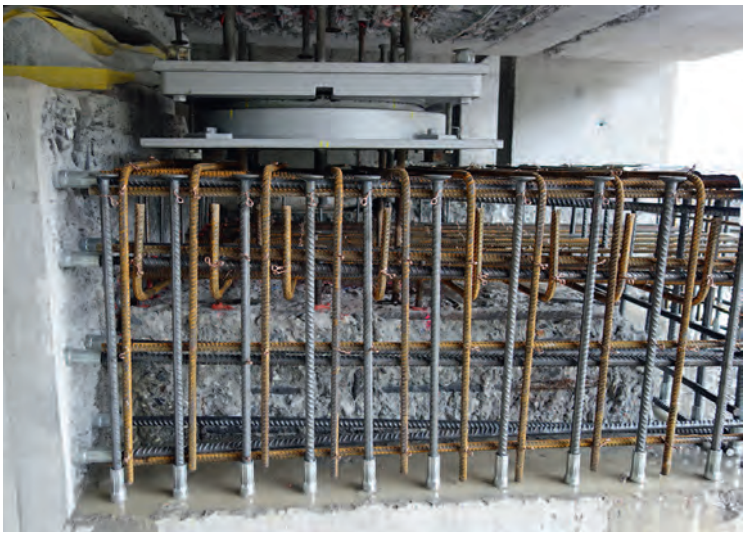


Fig. 9
Widerlagerumbau mit Lagerersatz.
Abutment reconstruction with replacement bearing.

als auch die Behandlung der Erdbebeneinwirkung. Die Fahrbahnplatte wurde in Querrichtung als Plattenstreifen unter Berücksichtigung der mitwirkenden Plattenbreite bei konzentrierten Krafteinleitungen modelliert.
Grundsätzlich basierte die Tragwerksanalyse auf einer linear elastischen Schnittgrössenermittlung, das heisst dass der zugrundegelegte Spannungszustand im Rahmen der Plastizitätstheorie einem statisch zulässigen Spannungszustand entsprach. Dabei wurden die Zwangsschnittgrössen infolge Vorspannung konsequent berücksichtigt.
Im Grenzzustand der Tragsicherheit wurden Grenzwertbildungen der verschiedenen Schnittgrössen betrachtet. Die Torsionsbeanspruchung des vorgespannten Überbaus wurde in äquivalente Scheibenkräfte in den seitlichen Stegen sowie der unteren und oberen Platte des Hohlkastenträgers zerlegt. Für die Ermittlung der Biegewiderstände des Hohlkastenträgers wurde vorausgesetzt, dass die vorhandene schlaffe Bewehrung für die Aufnahme der Torsions- und Querkraftbeanspruchung benötigt wird. Folglich berücksichtigten die Biegewiderstände lediglich die Vorspannbewehrungen sowie schlaffe Bewehrungszulagen im Überbeton der Fahrbahnplatte. Mithilfe der Deckungslinie der Biegewiderstände konnte die Biegetragsicherheit ohne plastische Schnittgrössenumlagerungen nachgewiesen werden, wobei in den beiden Randfeldern eine externe Vorspannung sowie im Pfeilerbereich eine schlaffe Bewehrungszulage im Überbeton der Fahrbahnplatte erforderlich war. Die für die Krafteinleitung nötigen Verankerungsblöcke der externen Vorspannung wurden seitlich an die bestehenden Trägerstege betoniert. Eine flächendeckende Verdübelung mit in die Trägerstege eingeklebten Bewehrungsstäben sichert die Kraftübertragung in der Fuge zwischen neuem und altem Beton.
Der Tragsicherheitsweis der beiden Trägerstege basierte auf einer detaillierten Untersuchung mit Schnittnachweisen, wobei ein Kraftzuwachs in den Spanngliedern mit Verbund berücksichtigt wurde. Speziell zu erwähnen ist, dass die wirksame Höhe der Schubfelder zur Aufnahme der Torsions- und Querkraftbeanspruchung im Allgemeinen unterschiedlich ist. Im ersten Schritt wurde die erforderliche Bewehrung infolge Torsionsbeanspruchung ermittelt. Die verbleibende schlaffe Bügelbewehrung stand für die Aufnahme der Querkraftbeanspruchung zur Verfügung. Anschliessend erfolgte die Querschnittsbemessung mit einem Gurtquerschnitt, wobei der Stegträger in Bereiche mit und ohne Kabelkraftzuwachs unterteilt wurde. Während in Bereichen ohne Kraftzuwachs im Spannstahl die wirksame Höhe des Schubfelds dem Abstand zwischen Unter- und Obergurt entsprach, wurde in Bereichen mit Kraftzuwachs im Spannstahl die reduzierte wirksame Höhe des Schubfelds zwischen Vorspannkabel und Druckgurt berücksichtigt. Bis auf einen Bereich unmittelbar vor den Widerlagern liess sich dank den detaillierten Untersuchungen die Querkrafttragsicherheit ohne Verstärkungsmassnahmen belegen.

and shear effects. Consequently, only the prestressed reinforcements and non-prestressed reinforcement added in the concrete overlay of the bridge deck were taken into account for the bending resistance. With the envelop of the bending resistance, a sufficient bending strength was demonstrated without plastic redistributions of the internal forces. However, an external prestress was required in the two end spans and additional non-prestressed reinforcement in the concrete overlay of the bridge deck in the area of the piers. The anchor blocks required for the force transmission of the external prestress were concreted laterally to the existing girder webs. An extensive dowelling with reinforcing bars glued into the webs ensures the transmission of force across the interface between new and old concrete.
The verification of structural safety of the two girder webs was based on a detailed investigation in different sections, taking into account an increase in force in the bonded tendons. It should be mentioned in particular that the effective height of the web for transferring the torsional and shear forces generally varies. In a first step, the required reinforcement due to torsional moment was determined. The remaining

Bauausführung

Aufgrund verkehrstechnischer und statischer Randbedingungen muss-

Fig. 10
Abbruch Pfeiler mit beidseitigen Hilfspfeilern.
Pier demolition with auxiliary piers on either side.

Fig. 11
Pfeilerumbau mit Lagerersatz.
Pier reconstruction with replacement bearing.

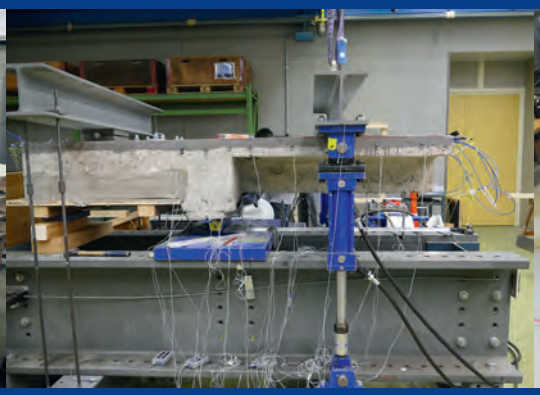
stirrup reinforcement was available for transferring the shear force. Finally, the cross-sectional design was carried out, whereby the web was divided into areas with and without increase in tendon force. While in areas without increase in tendon force the effective height for shear corresponded to the distance between the lower and upper chord, in areas with increase in tendon force the reduced effective height for shear between tendon and compression chord was taken into account. With the exception of one area immediately in front of the abutments, a sufficient structural safety for shear could, thanks to this detailed investigations, be demonstrated without strengthening measures.

Construction

The road widening works had to be carried out in three stages due to traffic and structural constraints. However, it was possible to maintain two-way traffic for "40-t operational traffic load" without any restrictions for the entire two-year construction period. The effective width of the roadway was too narrow for road widening in two symmetrical stages. Asymmetric execution in two stages was dismissed as the structural safety of the bridge deck in transverse direction could not have been guaranteed during certain construction phases.
The piers were strengthened and the bridge bearings were replaced independently of the road widening measures. For the construction work in the river, hydraulic engineering constraints with regard to flood protection had to be taken into consideration, i.e. these works could only be carried out during the winter months. The superstructure was temporarily supported by auxiliary piers for the reconstruction of the piers.

te die Fahrbahnverbreiterung in drei Etappen ausgeführt werden, wobei während der gesamten, zweijährigen Bauzeit eine zweispurige Verkehrsführung ohne Auflagen für einen «40-t-Betriebsverkehr» aufrechterhalten wurde. Die nutzbare Fahrbahn war zu schmal für eine Ausführung der Fahrbahnverbreiterung in zwei symmetrischen Etappen. Eine asymmetrische Ausführung in zwei Etappen wurde verworfen, da während bestimmter Bauphasen die Tragsicherheit der Fahrbahnplatte in Querrichtung ohne temporäre Massnahmen nicht hätte gewährleistet werden können.
Die Pfeilerverstärkungen sowie der Ersatz der Brückenlager erfolgten unabhängig von der Fahrbahnverbreiterung. Bei den Bauarbeiten im Flusslauf mussten die flussbaulichen Randbedingungen hinsichtlich Hochwasserschutz berücksichtigt werden, das heisst dass die Ausführung der entsprechenden Arbeiten zwingend in den Wintermonaten erfolgen musste. Für den Pfeilerumbau wurde der Überbau temporär auf Hilfspfeilern abgestützt.

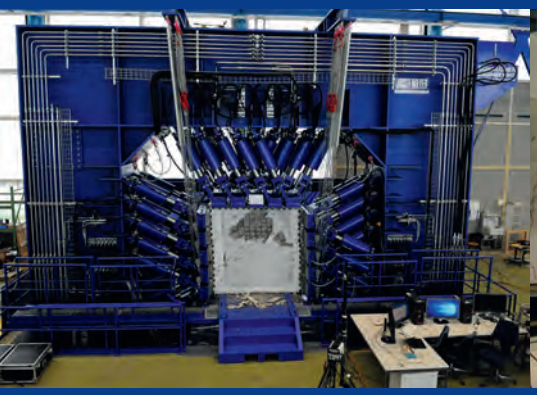
Autor/Author
Thomas Jäger
Dr. sc. techn., dipl. Bauing. ETH/HTL
Bänziger Partner AG
CH-7000 Chur
t.jaeger@bp-ing.ch

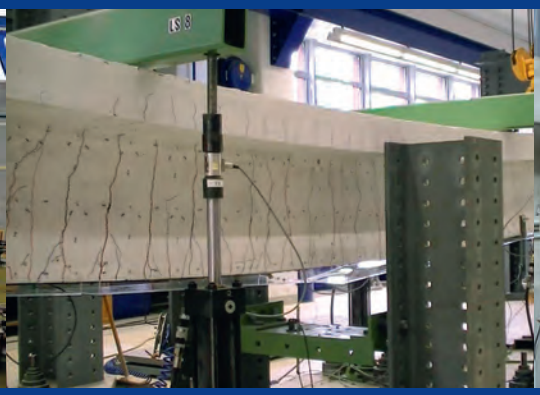


Forschung und Entwicklung

Recherche et développement

Research and Development





Foreword

Research efforts in the field of structural concrete have been intensively performed since its implementations as a building material more than one century ago. The aim of these researches has been to eventually provide comprehensive, consistent and safe design methods and to allow a continuous development of Structural Concrete. Despite the significant advances performed, many topics remain still under discussion. Also, the evolution in the material has opened a wide variety of new questions. There exists thus currently the need to continue with research initiatives in order to better understand the material and structural response of concrete works and to simplify them into sound and transparent design models.

In the following pages, an overview of the researches performed in Switzerland in the field of Structural Concrete during the last four years is presented. It shows the large diversity and richness of topics of interest.

In the name of all the researchers contributing in the following pages, I would also like to sincerely acknowledge the various sponsors for supporting these research efforts, from which society largely benefits.

Aurelio Muttoni

Head of *fib*'s Swiss National Member Group

Lausanne, August 2018

École Polytechnique Fédérale de Lausanne

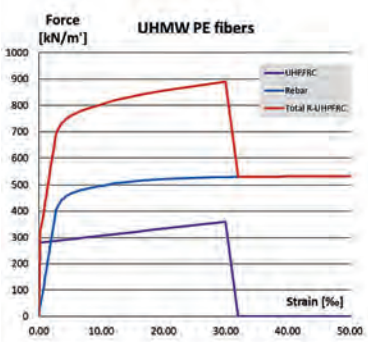
Laboratory for Maintenance and Safety of existing Structures (MCS)

Research is related to UHPFRC (Ultra-High Performance Fibre Reinforced Cementitious Composite Materials) produced from cement and other reactive powders, additions, fine hard particles, water, admixtures and a large number of short and slender steel fibres. The targeted addition of a thin layer of strain-hardening UHPFRC to an existing member in reinforced concrete (RC) enhances the structural resistance and the durability of existing RC structures. This concept has been implemented and applied in Switzerland since 2004 to enhance reinforced concrete structures and to make them durable and performant for future use.

Next generation of UHPFRC for sustainable construction

Main investigators: E. Denarié, A. Hajiesmaeili, H. Mohamed Abdul

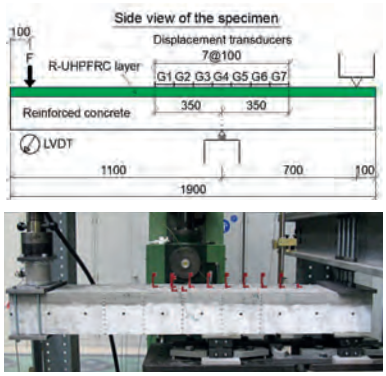
The embodied energy in UHPFRC is dominated by two components: steel fibres and clinker. In this project, UHPFRC mixes are developed by means of the massive replacement of clinker with limestone filler and of steel fibres with high-performance synthetic fibres. The novel mixes maintain or improve the tensile hardening and softening response and other mechanical properties, the time-dependent response and compactness when compared to current steel fibre reinforced UHPFRC materials. The environmental impact is significantly reduced.



Fatigue behaviour of UHPFRC – RC elements

Main investigators: E. Brühwiler, T. Makita, X. Shen, B. Sawicki

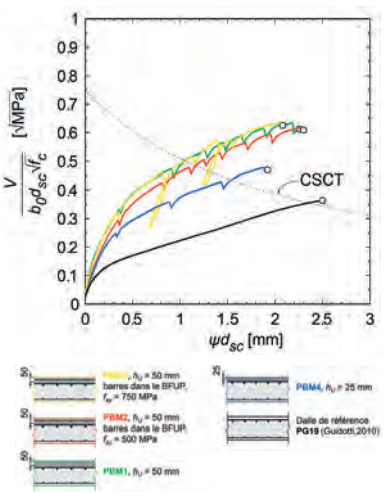
The fatigue behaviour of elements made of plain UHPFRC, R-UHPFRC (reinforced with rebars) and R-UHPFRC – RC under uniaxial and biaxial stress states is investigated. The domain of very high numbers of fatigue cycles, i.e. more than 10 million cycles, is explored in order to simulate fatigue loading conditions relevant for bridges. Rules are established for the design of fatigue strengthening of bridge decks.



Punching shear strengthening of slabs using UHPFRC

Main investigators: E. Brühwiler, M. Bastien-Masse, P. Schiltz

To strengthen reinforced concrete (RC) slabs with deficient shear resistance, it is proposed to add a layer of 25 to 50 mm of UHPFRC with small diameter rebars (R-UHPFRC). The research reveals a monolithic composite element behaviour where the new UHPFRC layer acts as an external tensile reinforcement leading to a significant increase in the combined bending-shear and punching shear resistance of the strengthened element.



École Polytechnique Fédérale de Lausanne

Structural Concrete Laboratory

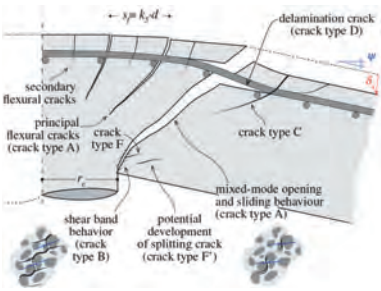
Punching of Concrete Slabs

Main investigators: A. Muttoni, M. Fernández Ruiz, J. Simôes, J. Einpaul, F. Brantschen

An important experimental effort has been performed by the Structural Concrete Laboratory of EPFL, with more than 250 punching tests on full-size specimens since the year 2000.
On that basis, a mechanical model, the Critical Shear Crack Theory, has been developed.
This model has been adopted for punching shear design by the Swiss Concrete Code SIA 262 (2003 and 2013) and by the *fib's* Model-Code 2010. It is also incorporated in the draft for the next generation of Eurocode 2 (prEN 1992-1-1:2018).

Research (2014–2018) sponsored by:
Swiss National Science Foundation, project # 200021_137658/1

Additional information:
https://ibeton.epfl.ch/Recherche/punching/Default_e.asp



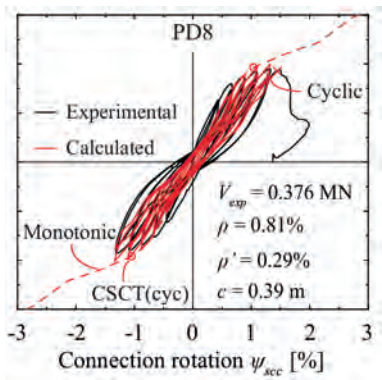
Seismic response of flat slabs

Main investigators: A. Muttoni, K. Beyer, I. Drakatos

The response of slab-column connections, particularly for members without transverse reinforcement, is typically associated with limited deformation capacities.
This issue has raised questions about the suitability and potential risks of the use of flat slabs relying on frame action as the primary bracing system of a structure (or when soft bracing systems are provided). This research, conducted by the Structural Concrete Laboratory in conjunction with the Earthquake Engineering and Structural Dynamics Laboratory of EPFL, is based on specific tests and has led to the extension of the theoretical framework of the Critical Shear Crack Theory to cover these cases.

Research (2014–2018) sponsored by:
– Cemsuisse, research project # 201201
– Swiss National Science Foundation, project # 143747
– Seismology and Earthquake Engineering Research Alliance for Europe, Project #2017-2

Additional information:
https://ibeton.epfl.ch/Recherche/sustainedloading/Default_e.asp



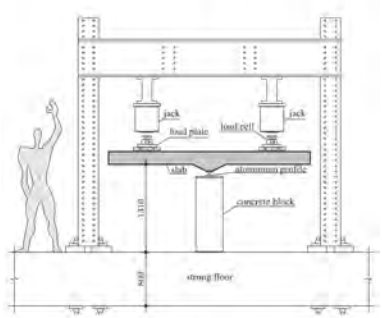
Fatigue response of concrete in shear

Main investigators: A. Muttoni, M. Fernández Ruiz, F. Natario

Many structural elements such as bridge deck slabs are subjected to cyclic actions such as those originating from traffic loads. This issue might be decisive for the design and verification of these elements. However, conventional design methods have been questioned as many phenomena influencing potential redistributions of internal forces (such as shear and flexural cracking) are usually neglected.
The Structural Concrete Laboratory has performed a detailed investigation of this topic combining experimental and analytical research, leading to practical design guidelines.

Research (2014–2018) sponsored by:
Swiss Federal Roads Office, project # AGB 2009/008

Additional information:
https://ibeton.epfl.ch/Recherche/shearslabsshells/Default_e.asp



École Polytechnique Fédérale de Lausanne

Structural Concrete Laboratory

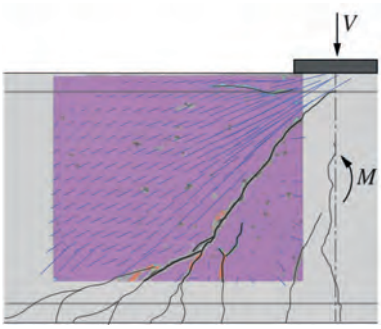
Shear resistance of beams and slabs without shear reinforcement

Main investigators: A. Muttoni, M. Fernández Ruiz, F. Cavagnis, R. Cantone

The topic of the shear resistance of slabs without transverse reinforcement such as the deck slabs of bridges or the top and bottom slabs of cut-and-cover tunnels is decisive in many cases for the dimensions and economic efficiency of these members.
Related to this topic, the Structural Concrete Laboratory has performed detailed testing programmes with innovative test setups and measurement devices. The results have allowed for consistent progress in the understanding of the various contributions of the potential shear-transfer actions.

Research (2014–2018) sponsored by: -
– Swiss Federal Roads Office, project # AGB 2015/011
– Swiss Federal Roads Office, project # AGB 2011/015

Additional information:
https://ibeton.epfl.ch/Recherche/shearslabsshells/Default_e.asp



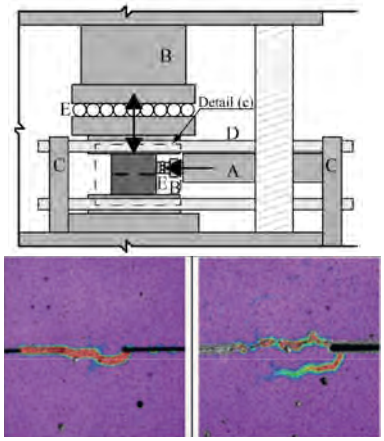
Shear Transfer in Cracked Concrete

Main investigators: M. Fernández Ruiz, A. Muttoni, M. Tirassa

The consistent understanding of the capacity of cracked concrete to transfer shear forces requires an accurate description of the engagement of aggregate interlock stresses for crack kinematics corresponding to those observed in shear failures.
To this end, the Structural Concrete Laboratory is carrying out research in collaboration with the Computational Solid Mechanics Laboratory of EPFL where refined experimental measurements are performed. The results are used in combination with the concept of the scales of roughness to provide a consistent framework for the modelling of the phenomenon.

Research (2014–2018) sponsored by:
Swiss National Science Foundation, project # 200021_1169649

Additional information:
https://ibeton.epfl.ch/Recherche/shear/Default_e.asp



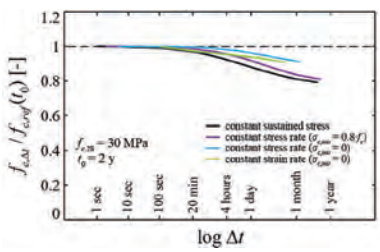
Strength of concrete under sustained loads

Main investigators: A. Muttoni, M. Fernández Ruiz, D. Tasevski

Concrete may be locally subjected to high level of stress in many situations. As a consequence, microcrack development and growth may occur in a phenomenon called non-linear creep, potentially reducing the effective concrete strength, but also producing beneficial stress redistributions and therefore reducing the stress concentrations.
This phenomenon has been investigated by the Structural Concrete Laboratory by developing a constitutive model of concrete that includes the development of microcracking in concrete. This model has been validated by several specific experimental programmes and has allowed for the development of simplified design approaches.

Research (2014–2018) sponsored by:
Swiss Federal Roads Office, project # AGB 2013/001

Additional information:
https://ibeton.epfl.ch/Recherche/sustainedloading/Default_e.asp



École Polytechnique Fédérale de Lausanne

Structural Concrete Laboratory

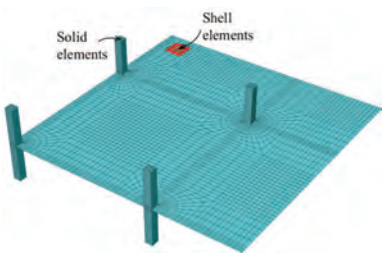
Non-linear analysis of slabs

Main investigators: A. Muttoni, M. Fernández Ruiz, R. Cantone, M-R. Backes

An accurate analysis of the response of concrete slabs is required to suitably estimate the opening of the cracks and therefore their ability to transfer shear stresses. This analysis is however relatively complex as it needs to account for the stiffness and redistributions on the internal forces after flexural and shear cracking.
A number of suitable strategies for such modelling is being developed at the Structural Concrete Laboratory, allowing for the performance of refined analysis and also providing guidelines for simplified analyses.

Research (2014–2018) sponsored by: -
Swiss Federal Roads Office,
project # AGB 2015/011

Additional information:
https://ibeton.epfl.ch/Recherche/shear/Default_e.asp



Textile Reinforced Concrete

Main investigators: M. Fernández Ruiz, A. Muttoni, P. Valeri

Textile Reinforced Concrete consists of a material where a non-metallic reinforcement (normally carbon or glass fabric) is arranged within a cementitious matrix. This reinforcement is insensitive to corrosion and therefore allows for the use of cements with low clinker content and the provision of low concrete covers.
Within this frame, the Structural Concrete Laboratory is carrying out research to characterise the mechanical performance and potential applications of this material for building sustainable and lightweight structures.

Research (2014–2018) sponsored by:
– Cemsuisse, research projects # 201407 and # 201801
– Gerber Rüf foundation, project # KP-290/18

Additional information:
https://ibeton.epfl.ch/Recherche/textile/Default_e.asp

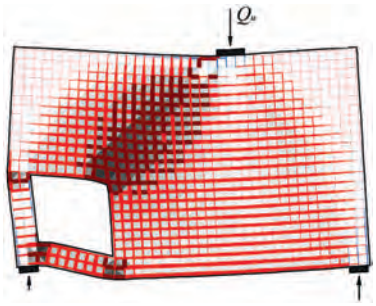
Stress fields for design and assessment of structural concrete

Main investigators: A. Muttoni, M. Fernández Ruiz, F. Niketic

The stress fields method, as the strut-and-tie method, has been very successful in the design and dimensioning of new structures, as well as for checking existing structures. They have inspired numerous codes and international recommendations.
On this basis, the elastic-plastic stress field method has been developed by the Structural Concrete Laboratory. This topic has been the subject of a number of research studies, which involved verifying it systematically in tests and checking the applicability of the method for complex details.

Research (2014–2018) sponsored by:
Swiss Federal Roads Office,
project # AGB 2009/009

Additional information:
https://ibeton.epfl.ch/Recherche/stressfields/Default_e.asp



École Polytechnique Fédérale de Lausanne

Structural Concrete Laboratory

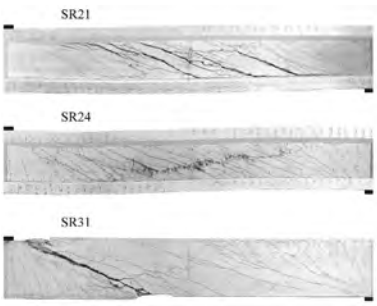
Shear strength of girders and beams with transverse reinforcement

Main investigators: A. Muttoni, M. Fernández Ruiz, M. Rupf, M-R. Backes

Design of girders and can be consistently performed by using equilibrium-based models. Yet, a number of specific issues such as the amount of shear transferred by the compression chord, the transverse bending of the webs or the activation of the prestressing tendons require accurate approaches to suitably assess the various potential load-carrying actions.
A series of research studies has been carried out on this topic by the Structural Concrete Laboratory, by applying and extending the elastic-plastic stress field method. As a result, a number of design recommendations and guidelines for practice have been produced.

Research (2014–2018) sponsored by: -
– Swiss Federal Roads Office, project # AGB 2006/015
– Swiss Federal Roads Office, project # AGB 2009/009

Additional information:
https://ibeton.epfl.ch/Recherche/shear/Default_e.asp



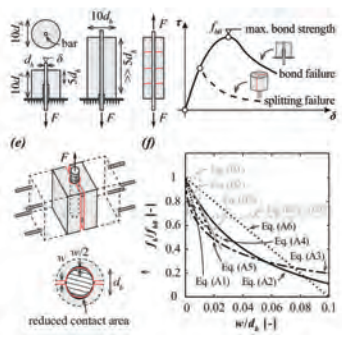
Bond, anchorage and reinforcement detailing

Main investigators: A. Muttoni, M. Fernández Ruiz, F. Moccia

The Swiss practice with respect to anchorage and detailing has been traditionally very much inspired by a rigid-plastic bond response. This approach has shown consistent results in many cases, but does not account for a number of specific issues such as size effect, the influence of poor bond conditions or the influence of cracking parallel to the bar axis.
Following these observations, the Structural Concrete Laboratory is leading an effort to develop more comprehensive models to consistently account for the phenomenon of bond and its influence on detailing. The final aim will be to update current code provisions, thereby extending their validity and applicability.

Research (2014–2018) sponsored by:
Swiss Federal Roads Office, project # AGB 2018/001

Additional information:
https://ibeton.epfl.ch/Recherche/shear/Default_e.asp



Reliability analysis

Main investigators: A. Muttoni, M. Fernández Ruiz, F. Niketic, P. Valeri, Q. Yu

The topic of reliability analysis and safety format is becoming one of capital importance for design for a number of reasons, such as the possibility of using non-linear analysis methods as well as the need to use new materials (for instance textile concrete) with different responses in terms of deformation capacity and potential redistribution of forces.
Within this framework, the Structural Concrete Laboratory is investigating the suitability and consistency of classical safety formats and how they can be tailored or extended to other cases.

Research (2014–2018) sponsored by:
– Swiss Federal Roads Office, project # AGB 2009/009
– Cemsuisse, research project # 201801

Additional information:
https://ibeton.epfl.ch/Recherche/codes/Default_e.aspp

$$\gamma_C = \frac{f_{ck}}{f_{cm} \cdot e^{-\alpha \cdot \beta \cdot (COV)_{fc}}} \geq 1.00$$

$$\gamma_S = \frac{f_{sk}}{f_{sm} \cdot e^{-\alpha \cdot \beta \cdot (COV)_{fs}}} \geq 1.00$$

Eidgenössische Technische Hochschule (ETH) Zürich

Chair of Concrete Structures and Bridge Design

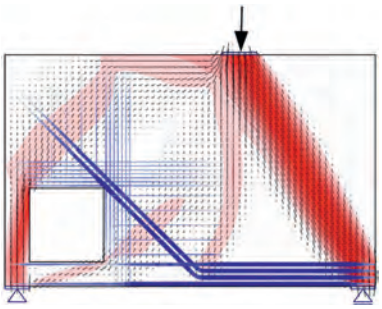
Computer-Aided Design of Discontinuity Regions

Main investigators: J. Mata-Falcón, D. T. Tran, T. Galkovski, W. Kaufmann

Strut-and-tie models and stress fields are powerful design tools, but often tedious and of limited use for serviceability and deformation capacity checks. Discontinuity Region Design, a computer-aided stress field tool, overcomes these limitations. Similar to the EPSF method developed at EPFL, it only requires basic material properties known at design stage and computes compression softening automatically. Further, it accounts for tension stiffening (using the Tension Chord Model) and strain limitations of concrete and reinforcement to cover all ULS and SLS checks, including crack widths and deformation capacity.

Research (2016–2018) sponsored by:
Eurostars-2 (Horizon 2020 EU research and innovation programme), #10571
In collaboration with IDEA StatiCa.

Additional information:
http://www.kaufmann.ibk.ethz.ch/en/research/DR.html



DRD stress field for deep beam with opening.

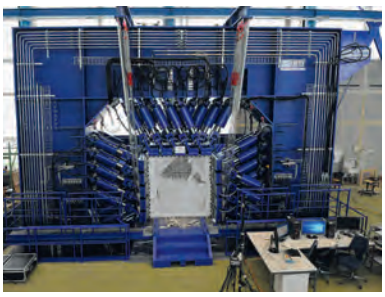
Large Universal Shell Element Tester

Main investigators: W. Kaufmann, A. Beck, D. Karagiannis, D. Werne

The Large Universal Shell Element Tester is a worldwide unique testing facility. Combining the concepts of the University of Toronto's panel and shell element testers, it enables large-scale tests on reinforced concrete elements with dimensions of 2.0·2.0 m and a variable thickness. Precise, general load combinations (8 stress resultants) can be introduced at the edges of the specimen by means of 100 actuators (–1.6/+1.2 MN each), controlled by 20 control channels. The setup can also be used for the testing of e.g. fibre reinforced concrete or subassemblies of larger structures under multiaxial loading.

Research (2015–2018) sponsored by:
– ETH Zurich
– industry

Additional information:
http://www.kaufmann.ibk.ethz.ch/en/research/LUSET.html



Failed specimen of Pilot Test 1 in the LUSET at ETHZ.

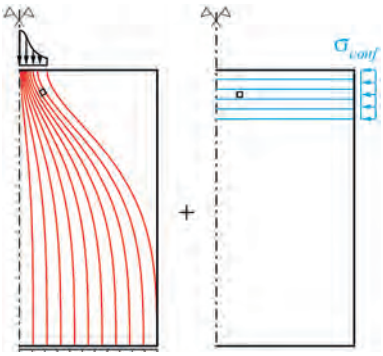
Concrete hinges/partially loaded areas

Main investigators: T. Markić, W. Kaufmann

Despite having been studied and used for more than a century, there is still a remarkable knowledge gap regarding the behaviour of concrete hinges and partially loaded areas in reinforced concrete. The project aims at developing consistent mechanical models for these structural elements, and their subsequent validation by means of large-scale experiments. Based on the outcomes, a new set of design rules and recommendations will be proposed. In a first step, stress fields for partially loaded blocks, accounting for the beneficial effect of confinement (active, passive and geometrical) have been developed.

Research (2016–2018) sponsored by:
cemsuisse (project number 201501)

Additional information:
http://www.kaufmann.ibk.ethz.ch/en/research/betongelenke.html



Bottle-shaped stress field for partially loaded reinforced concrete blocks.

Eidgenössische Technische Hochschule (ETH) Zürich

Chair of Concrete Structures and Bridge Design

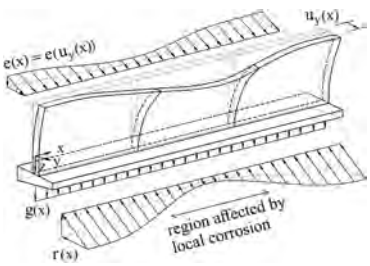
Structural behaviour of retaining walls affected by local corrosion

Main investigators: S. Haefliger, W. Kaufmann, U. Angst

Many existing cantilever retaining walls are affected by severe local pitting corrosion of the main reinforcement in the construction joint above the footing. This leads to a strong reduction of both deformation capacity and ultimate load. Furthermore, the missing ductility inhibits a pronounced decrease of earth pressure by deformation of the wall (as typically assumed in design), leading to higher loads. Hence, serious concerns about the safety of these structures arise. The project addresses this issue, accounting for the effects of local corrosion and deformation-dependent loading in collaboration with the Chairs of Durability of Engineering Materials and Geomechanics at ETHZ.

Research (2016–2018) sponsored by:
– Federal Roads Office (FEDRO)
– Federal Office of Transport (FOT)

Additional information:
http://www.kaufmann.ibk.ethz.ch/en/research/verformungsverhalten_winkelstuetzmauern.html



Principle sketch of retaining wall affected by local corrosion.

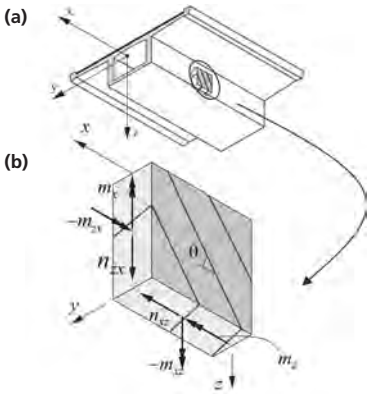
Effect of transverse bending on the shear capacity of concrete bridges

Main investigators: D. Karagiannis, W. Kaufmann

Increasing traffic loads and deck widening projects often require the assessment of the webs of existing box girder bridges against combined loading by longitudinal shear and transverse bending. Due to the presumed conservatism of current design models for this type of loading, strengthening is required in many cases. Through a combination of theoretical investigations, large-scale experiments and numerical simulations, this research project aims at developing a mechanically consistent model that will enable a more realistic assessment of the load-bearing capacity under combined in-plane shear and transverse bending, including checks of the deformation capacity.

Research (2015–2018) sponsored by:
Federal Roads Office (FEDRO)

Additional information:
http://www.kaufmann.ibk.ethz.ch/en/research/querbiegung_schub.html



a) Segment of a box girder bridge and b) isolated web element.

Chair of Structural Mechanics

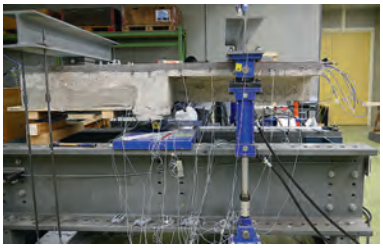
Strengthening a ribbed slab with UHPFRC

Main investigators: H. Martín-Sanz García, B. Herraiz, E. Chatzi, E. Brühwiler

The Du Pont building, erected in 1913, is an existing and historic reinforced concrete structure in the city of Zurich. As part of the renovation of the building, the slabs are to be strengthened by adding a 40 mm UHPFRC layer. A series of experiments took place at the IBK Structures Lab (ETH Zurich), using an embedded fiber optic measurement system, to assess the actual capacity of the slabs, and investigate failure mechanisms. The project is a collaboration between the Chair of Structural Mechanics (ETH Zurich), the Structural Maintenance and Safety Laboratory (EPFL) and Dr. Lüchinger+Meyer Bauingenieure AG.

Research (2015–2018) sponsored by:
– Swiss National Science Foundation, project # 407040_154060
– PSP Properties AG

Additional information:
http://www.chatzi.ibk.ethz.ch/people/research-staff/henar-martin-sanz.html



UHPFRC strengthened ribbed slab, extracted from the Du Pont building and prepared for testing at the IBK Structures Lab.

Empa, Swiss Federal Laboratories for Materials Science and Technology

Structural Engineering Research Laboratory

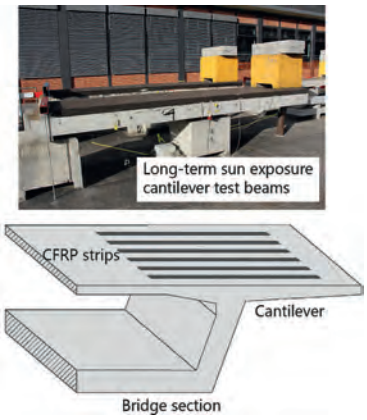
Temperature stability of CFRP strips in bridges

Main investigators: J.M. Gallego, M. Breveglieri, C. Czaderski, J. Michels

In bridge construction, externally bonded carbon fibre reinforced polymer (CFRP) strips can be used for the flexural strengthening of cantilevers in the transverse direction of box girder bridges. Experiments were performed to examine the temperature stability and durability of this type of installation during mastic asphalt application. Tests on cantilevers exposed to sun exposure over several years are still ongoing. Furthermore, thermo-mechanical models to estimate temperatures in the adhesive, models for the resistance of the bonded system and practical recommendations will be developed.

Research sponsored by: Swiss Federal Roads Office (FEDRO), Research Project AGB 2012/001 (2013–2017) and AGB 2016/003 (2017–2019)

Additional information:
https://www.empa.ch/de/web/s303/strenghening-concrete-structures



CFRP strip strengthening on top of a RC box-girder bridge and its simulation on cantilever test beams subjected to long-term sun exposure.

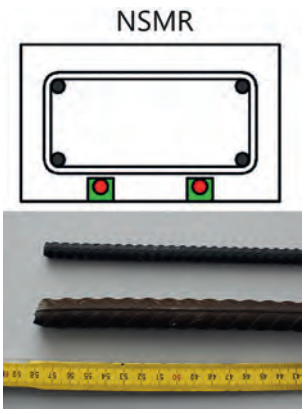
Near-surface mounted memory steel strengthening

Main investigators: B. Schranz, C. Czaderski, M. Shahverdi

A cost-effective, iron-based shape memory alloy (memory steel) was developed at Empa for application in civil engineering structures. The memory steel can be produced in the form of standard geometry ribbed reinforcement bars. The unique properties of the material can be utilized in a pre-stressed form of the near-surface mounted (NSM) strengthening technique using grooves in the concrete cover for building components in flexure. A PhD project at Empa aims at acquiring in-depth knowledge about the characteristics of the material, its bond in the grooves and its application by means of small to large-scale experiments as well as numerical investigations.

Research (2017–2021) sponsored by: Swiss National Science Foundation (SNF), Project No. 200021_175998/1

Additional information:
https://www.empa.ch/web/s303/advanced-structural-materials



Above: principle of near-surface mounted reinforcement (NSMR), Below: ribbed memory steel bars.

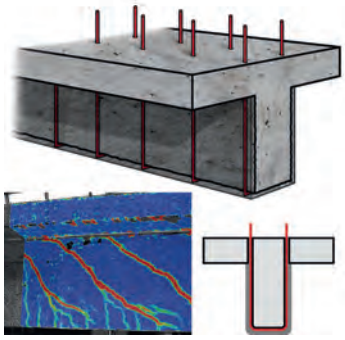
Prestressed shear strengthening of RC beams

Main investigators: M. Shahverdi, C. Czaderski, J. Michels (Company re-fer)

In this project, ribbed memory steel bars produced by the company re-fer are used in combination with shotcrete for shear strengthening of reinforced concrete (RC) structures. The prestressing has the advantage that the shear cracks width can be reduced and new shear cracks occur under higher loads. The results so far show the feasibility of memory steel shear reinforcement. Large-scale experiments on T-beams with a length of 5.2 m are performed in order to study the practical application and effectiveness of memory steel for the prestressed shear strengthening of concrete beams.

Research (2016–2019) sponsored by: Innosuisse, CTI Project No. 18528.1 PFIW-IW, Industry Partner: re-fer, Brunnen, Switzerland

Additional information:
https://www.empa.ch/web/s303/advanced-structural-materials



Schematic illustration of ribbed memory steel bars in shotcrete application for shear strengthening of RC beams and the shear cracks of the reference test beam measured with DIC.

Haute école d'ingénierie et d'architecture Fribourg HEIA-FR

institut des Technologies de l'Environnement Construit iTEC

Construction with wood-cement compounds and timber

Main investigators: D. Zwicky, N. Macchi, A. Fridez, V. Sciboz, M. Maeder, M. Medziti

Pourable lightweight wood-based concretes (or wood-cement compounds, WCCs, respectively) were developed and assessed with respect to structural properties, targeting their structural combination with timber.
Composite slab and wall elements were conceived and evaluated experimentally and analytically in full-scale tests up to rupture and for long-term behaviour. Practical structural design approaches were also derived.
Further assessments targeted properties of thermal and fire protection, recyclability, eco-balance and economic competitiveness. Possible use in residential, office and school buildings was proven.

Research (2012–2017) sponsored by:
– Swiss National Science Founda-tion, project 4066-40_136918
– Univ. of Applied Sciences and Arts of Western Switzerland
– ERNE Holzbau AG
– Vial Charpentes SA

Additional information:
– www.nfp66.ch > project Zwicky
– researchgate.net/profile/Daia_Zwicky

Timber-WCC slab in full-scale test.

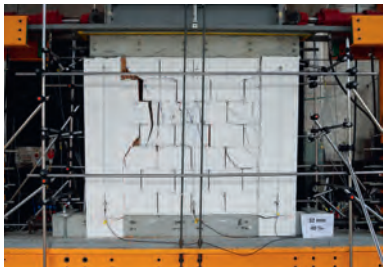
Thin UHPC layers to improve the seismic behaviour of structures

Main investigators: M. Devaux, D. Redaelli, M. Hayek, J. Moix

Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete (UHPFRC) allows for very thin (20–30 mm) but extremely resistant, robust and durable layers to be cast.
With their strength and ductility, cast-in-place or precast UHPC layers can be efficiently used as local reinforcement to improve the seismic behaviour of existing and new structural elements made of traditional materials (concrete, masonry and steel).
Experimental and theoretical research is ongoing to identify structurally and constructively optimized UHPC configurations, in order to provide engineers with practical design guidelines.

Research (2015 to date) sponsored by:
– Univ. of Applied Sciences and Arts of Western Switzerland
– Industrial partners

Additional information:
itec.heia-fr.ch/FR/Projets



Cyclic test on masonry wall element with U-shaped corner strengthening made of thin UHPFRC layers.

Lucerne University of Applied Sciences and Arts

Competence Centre for Structural Engineering (CC KI)

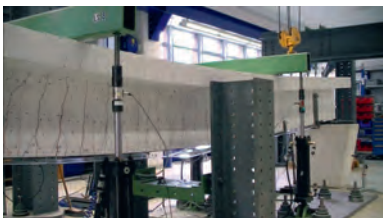
New development of a CRFP tensioning system

Main investigators: H. Stempfle, L. Abächerli, G. Borkowski

The tensioning system developed in the past by StressHead AG and Lucerne University, was well received nationally and to an extent internationally in the area of component reinforcement. The anchors used to date required at times that existing reinforcement to be severed. For this reason, the tensioning system with anchors was further developed for beams and slabs so that force can be applied without damaging the existing reinforcement. In addition, a design concept for the system was developed.

Research (2012–2015) sponsored by:
– Innosuisse
– Stresshead AG

Additional information:
https://www.hslu.ch/de-ch/hochschule-luzern/forschung/projekte/detail/?pid=3927



Four-point bend test of the untensioned beam strengthened with CRFP tensioning system.

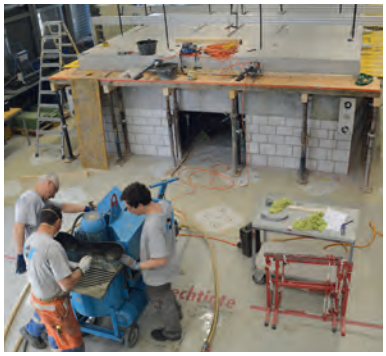
Post-tensioning anchor with highly resilient load introduction zone

Main investigators: H. Stempfle, M. Switalla, E. Schurtenberger

The challenges involved in pre-tensioning systems include force introduction and their mechanical constraints and engineering design while at the same time managing to find an economic solution. The objective of the project was to develop post-tensioning anchors for flat slabs that would allow for the post-tensioning of concretes with a lower early strength, for the benefit of good construction progress. The load introduction zone was to be optimised at the same time. As part of the work, a model for force introduction in concrete was developed, taking compressive stress and tensile stress into consideration.

Research (2013–2016) sponsored by:
– Innosuisse
– VSL AG

Additional information:
https://www.hslu.ch/de-ch/hochschule-luzern/forschung/projekte/detail/?pid=3930



Pre-tensioned double-span slab: injection of tension cables.

Fatigue of bridge decks subjected mainly to bending forces

Main investigators: K. Thoma, G. Borkowski, P. Roos

Within the framework of an FEDRO project (Swiss Federal Roads Office), a fatigue test on reinforced concrete components was planned, carried out and analysed taking into consideration the membrane state of stress (CMA) . In addition, the influence of a CMA on the steel stress amplitudes using non linear finite elements analysis of case studies and samples was discussed. In a parameter study, the influence of key parameters (bond stiffness, flexural strength, etc.) on the CMA and the resulting steel stresses were demonstrated.

Research (2011–2018) sponsored by:
Swiss Federal Roads Office

Additional information:
https://www.hslu.ch/de-ch/hochschule-luzern/forschung/projekte/detail/?pid=767

Fatigue test of bridge deck.

Lucerne University of Applied Sciences and Arts

Competence Centre for Structural Engineering (CC KI)

Efficient construction of frame corners in reinforced concrete

Main investigators: D. Heinzmann, K. Thoma, H. Stalder, A. Jäger

The research project aims at developing a simple, efficient reinforcement layout for frame corners, which should enable a complete transfer of the load-bearing resistance of the adjacent components. The load-bearing behaviour of these frame corners is verified experimentally with component tests and an associated design concept is developed based on the Stringer table model.
The result is an economical and practical reinforcement layout for reinforced concrete construction. In further research projects, financed by Innosuisse, prefabricated discontinuity reinforcement elements are developed for more productive and efficient use in reinforced concrete construction.

Research (since 2017) sponsored by:
cemsuisse

Fracture pattern of the test of a closing frame corner.

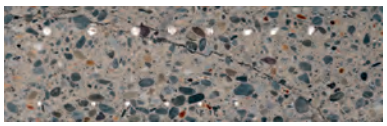
Punching of reinforced concrete slabs made from recycled concrete from mixed demolition waste

Main investigators: A. Kenel, M. Laurent, A. Jäger

The concrete building method is very common in Switzerland (and in all industrialised countries). To conserve gravel resources, concrete can be produced with recycled (mixed) demolition waste.
In the leaflet SIA 2030:2010, the punching of slabs made of recycled concrete from RC-M mixed granulate is treated very conservatively or as lightweight concrete due to the lack of test results.
This project is intended to enable the increased use of recycled concrete from mixed RC-M demolition waste in building construction, in particular for the slabs, and therefore to conserve the resource (primary) gravel.

Research (since 2017) sponsored by:
– City of Zurich
– F.J. Aschwanden AG
– Kibag AG
– Toggenburger AG

Additional information:
https://www.hslu.ch/de-ch/hochschule-luzern/forschung/projekte/detail/?pid=3870



Section of a tested punching slab.

Sponsoren

Sponsors

Sponsors

BETONSUISSE	BETONSUISSE Marketing AG	**www.betonsuisse.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 A member of Bouygues Construction	VSL (Schweiz) AG	**www.vsl.com** **www.vsl-schweiz.com**
sia fbh gpc	Fachgruppe für Brückenbau und Hochbau Groupe spécialisé des ponts et charpentes	**www.fbh.sia.ch**
sia feb gpo	Fachgruppe für die Erhaltung von Bauwerken Groupe spécialisé pour la conservation des ouvrages	**http://feb.sia.ch**

SWISS STEEL Providing special steel solutions	Swiss Steel AG	**www.swiss-steel.com**
ancotech **Spezialbewehrungen** Durchstanzbewehrungen Edelstahlverankerungen	ANCOTECH AG	**www.ancotech.ch**
ibk Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich	Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich	**www.ibk.ethz.ch**
EPFL ÉCOLE POLYTECHNIQUE FÉDÉRALE DE LAUSANNE	EPFL École Polytechnique Fédérale de Lausanne	**ibeton.epfl.ch** **mcs.epfl.ch**
HEIA-FR HTA-FR	Haute école d'ingénierie et d'architecture Fribourg institut des Technologies de l'Environnement Construit iTEC	**itec.heia-fr.ch**
EMPA Materials Science & Technology	Empa, Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt, Dübendorf	**www.empa.ch**
Lucerne University of Applied Sciences and Arts HOCHSCHULE LUZERN Technik & Architektur	Hochschule Luzern, Technik & Architektur	**www.hslu.ch/technik-architektur**